



TITLE:

浮遊土砂濃度特性と河川環境を考慮したダム排砂操作に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

白音, 包力皋

CITATION:

白音, 包力皋. 浮遊土砂濃度特性と河川環境を考慮したダム排砂操作に関する研究. 京都大学, 2006, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2006-11-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k12657>

RIGHT:

浮遊土砂濃度特性と河川環境を考慮した
ダム排砂操作に関する研究

2006 年 9 月

白音包力皋

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景及び目的	1
1.2 本論文の構成	4
参考文献	5
第2章 中国と日本における貯水池土砂管理の現状と課題	7
2.1 概説	7
2.2 中国のダム建設と土砂管理	8
2.2.1 黄河の概要	9
2.2.2 調水調砂試験の背景と目的	12
2.2.3 調水調砂時の計測項目及び評価方法	14
2.2.4 調水調砂試験条件	15
2.2.5 調水調砂試験方法	18
2.2.6 小浪底ダムにおける密度流排出に関する考察	20
2.2.7 黄河の調水調砂試験における課題	23
2.3 日本のダム建設と土砂管理	25
2.3.1 黒部川の連携排砂	26
2.3.2 黒部川の連携排砂・通砂の背景と目的	26
2.3.3 排砂時の計測項目及び評価方法	27
2.3.4 排砂条件と排砂方法	27
2.3.5 黒部川の連携排砂に関する考察	29
2.3.6 黒部川の排砂操作における課題	32
2.3.7 黄河の密度流排出と黒部川の連携排砂の比較	33
2.4 結語	35
参考文献	36
第3章 黒薙川流域の降雨に伴う土砂生産予測と評価	37
3.1 概説	37
3.2 黒薙川流域のモデル化	39
3.2.1 黒薙川流域の概要	39
3.2.2 黒薙川流域のモデル化	39
3.2.3 黒薙川流域の崩壊地等推移図の取り込み	42
3.3 降雨流出計算	44
3.3.1 Kinematic Wave 法による洪水流出の計算	44
3.3.2 降雨流出の計算結果	47

3.4 降雨流出に伴うSSの計算.....	52
3.4.1 SS流出計算の基礎式	52
3.4.2 SSの計算結果とその考察	53
3.5 黒部川連携排砂時の出し平ダム放流SSと黒薙川の流出SSの特徴.....	55
3.6 結語	57
参考文献	58
 第4章 密度流排出を用いた黒部川連携排砂の高度化に関する研究	59
4.1 概説	59
4.2 宇奈月ダムにおけるフラッシング排砂時の水位低下速度と放流SSの変化	60
4.2.1 宇奈月ダム貯水池の堆砂と水位低下速度の相関	60
4.2.2 水位低下速度と放流SSの関係	69
4.3 密度流排出を用いた黒部川連携排砂の高度化に関する研究	73
4.3.1 黒部川連携排砂の高度化の必要性について	73
4.3.2 密度流排出計算条件	74
4.3.3 計算結果及び考察	78
4.3.4 小規模洪水の場合	86
4.3.5 密度流排出の可能性	89
4.4 1次元河床変動計算を用いたフラッシング排砂の計算	90
4.4.1 フラッシング排砂計算の基礎式	90
4.4.2 フラッシング排砂の計算の条件	93
4.4.3 フラッシング排砂計算の結果	95
4.5 密度流排出とフラッシング排砂方法を統合した新たな排砂方法の提案	97
4.5.1 密度流排出とフラッシング排砂を結合した連携排砂	97
4.5.2 密度流排出とフラッシング排砂を選択した連携通砂	97
4.6 結語	99
参考文献	100
 第5章 ダム排砂時の微細土砂流下特性及び河川環境影響評価に関する検討	101
5.1 概説	101
5.2 SMDPを用いた微細土砂の計測と評価	103
5.2.1 従来の浮遊砂観測手法	103
5.2.2 SMDPを用いたダム排砂時のSSの計測方法	104
5.2.3 SMDPを用いたダム排砂時のSSの計測	108
5.2.4 SMDPを用いた計測のまとめ	116
5.3 ダム排砂時の微細粒土砂流下特性	118
5.3.1 2005年度の連携排砂・通砂の概要	118

5.3.2 計測方法	121
5.3.3 計測結果	121
5.3.4 考察	125
5.3.5 まとめ	130
5.4 ダム排砂時の微細土砂流下に伴う河川環境影響評価に関する検討	131
5.4.1 黒部川連携排砂における環境調査	132
5.4.2 連携排砂による河川環境調査の評価	135
5.4.3 まとめ	143
5.5 結語	145
参考文献	147
第 6 章 結論	149
謝辞	155

図表一覧

第1章 序論

1.1 研究の背景及び目的

ダムは河川に対して利水、治水の目的で建設された重要な社会基盤施設であり、洪水防止や水、エネルギー供給など社会と経済の発展の上で大きな役割を果たしている。しかしながら、ダムは自然河川の流れを遮断し、上流と下流域の水と土砂などの連続性を阻害するため、環境や河川生態系に対して大きなインパクトを与えている。主に、ダム下流域の中小規模の洪水の流れは殆どなくなり、下流域の治水安全度を向上させたが、洪水時の流水のエネルギーに伴って流れ下った土砂は水とともにダム堤体に遮断され、貯水池内に堆積し、貯水池の上流域の河床上昇による治水安全度の低下、貯水容量の減少によるダムの本来の貯水機能の喪失、下流域の河床低下や海岸侵食などによる環境や生態系の悪化などが発生している。一方、発展途上国では経済発展や人口増加に伴う水資源の不足や、工・農業、生活などの廃水による河川環境の汚染なども著しくなり、社会経済の発展を抑制する原因にもなっている。

一方、ダムは他の資源と同じように、永久ではなく限られた資源である。日本におけるダム事業の経済的な寿命(耐用年数)は 80 年である。これに対して、ダムの構造的な寿命はさらに長期間であり、実質的な施設としての寿命を決めるのは構造的な原因より、貯水池内の土砂堆積が主な原因となる。従って、ダム貯水池の適切な土砂管理を行うことにより、ダム寿命を延長させるとともに、下流域の環境と生態系を復元することは世界各国の共通な課題となっている。

そこで、日本では、1993 年に「環境基本法」が制定され、1997 年には「河川法」が改正され、「河川環境の整備・保全」に基づいた治水、利水、環境が河川管理の 3 本の柱となった。そして、1998 年に河川審議会総合政策委員会の総合土砂管理小委員会では、流域の安全確保、利活用、環境の保全を適正に実施していくため、森林を含む山地部から海岸域までの土砂の移動領域の全体を「流砂系」という新しい概念で定義し、黒部川の連携排砂や天竜川のダム再開発などのような流域を単位とした「総合的な土砂管理」が実施されようとしている。このような背景のもと、1998 年からの旭ダム排砂バイパスの運用開始、2001 年からの黒部川連携排砂の開始、及び天竜川流域の総合再開発など貯水池土砂管理は新たな段階を迎えている。

中国では、1978 年に「改革開放」政策を導入した以降、経済発展や都市化の進展および人口の増加などに伴う水資源開発が進んでおり、三峡ダムをはじめ大型多目的ダムが次々と建設されており、水害防止やエネルギー供給など面で種々の役割を果たしている。その一方で、土砂堆積や水環境をめぐる種々な河川生態環境の課題が懸念されている。特に、黄河では、取水

量の増加と降雨量の減少による水資源の不足、工場や生活廃水の汚染による水環境の悪化、下流域の河床上昇による治水安全度の低下など様々な問題が発生している。その中で最も重要な課題は、下流域の河床上昇による治水安全度の低下であるが、水量の減少と用水量の増加に伴う「断流」も大きな環境問題となっている。断流は 1972 年に初めて発生し、それから 1999 年までの累計断流日数は 1,050 日であり、特に 1997 年は断流時間 226 日、断流長さ 704km に達した。断流問題は、下流域の水利用に大きな影響をもたらすのみならず、河道の衰退、水生生物の激減、湿地の減少と共に、下流に対する土砂輸送能力の減少に伴う河床上昇および海岸侵食などの種々の治水および環境問題を招いた。統計では、1976 年から 2000 年まで、合計 284km²の海岸が侵食された。そして、黄河流域では、1999 年から全流域の水量配置を統合し、下流域で 1999 年に小浪底ダムが建設され、その調水調沙運用方針により、下流域の治水安全度の向上や断流問題などの解決が期待されている。

一方、米国では、水質、生態系、水利用のマネジメントを、流域を単位として、より総合的に統合し、連邦・州政府、市民、企業を含む民間団体といった様々な利害分野が協力・連携し、対策を実行する流域管理の必要性が強く要望され、1969 年、National Environmental Policy Act（国家環境政策法）、1972 年、Federal Water Pollution Control Act Amendments（通称 Clean Water Act、連邦水質汚濁防止法）、1973 年、Endangered Species Act（絶滅危機種保全法）といった法律を制定し、生態系の復元という概念が提起された¹⁾。

以上のように、世界各地で、先進国であれ、発展途上国であれ、水資源開発に伴う生態環境の悪化が著しくなり、各国は自国の経済、社会、法律などに基づいて、適用可能な技術または政策を取り込んでおり、水資源の持続的な利用及び生態系の復元・保全に努力している。

社会や経済発展のために、新しいダム貯水池を建設するのは大事であるが、水資源の持続可能な利用を確立し、特定の世代のみが利益を享受し、後世にその負の遺産を引き継ぐことのない「世代間の衡平(公平)」のためにはダム貯水池の土砂管理²⁾がさらに重要である。今ではダム堆砂、排砂問題はもはや過去のただ土木工学分野の問題を超えて、生態、環境、気象、社会、経済、政治など様々な分野にも関係する極めて複雑な課題になっている。

今、日本では「流砂系の総合的な土砂管理」が推進されており、基本的に流砂環境を回復させることが指向されている。しかしながら、貯水池内の土砂を排砂する際には、下流河川や海岸へのプラス及びマイナスの両面における影響を十分に考慮した上で行われる必要がある。ダム排砂に関して歴史の古いスイスでは、1991 年から「河川湖沼の保護に関する連邦法」が制定され、「ダム管理者は、貯水池からの排砂や洪水吐等の設備の点検を目的とした水位低下のための放流を行う際には、その排水が下流域に生息する動物相および植物相を可能な限り侵害しないように配慮しなければならない。なお、ダム管理者は、実施に際して事前に州政府の許可を得ることを必要とし、許可官庁は関係ある各専門部署の意見を聞かなければならない。」³⁾

と定められている。

一方、日本及び中国においては河川環境を考慮したダム排砂操作は現在も研究途上であり、河川流域の社会・自然環境を考慮し、また貯水池の土砂堆積状況を十分に把握した上で、今後の条件変化にも対応可能な、新たな堆砂対策技術を開発または導入する必要がある。そこで、本研究では、日本と中国における貯水池土砂管理の現状とその課題を整理し、これを基礎として、黒部川の連携排砂を中心に、環境にやさしい貯水池土砂管理手法の構築を目指す。

1.2 本論文の構成

第1章は本章であり、貯水池土砂管理の現状と課題について考察し、本研究の内容について概説する。

第2章では、日本の黒部川の出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂と中国の黄河の調水調沙試験運用の実績データに基づいて、フラッシング排砂と密度流排出の排砂効率などについて考察し、両川のダム排砂の今後の課題について考察する。

第3章では、ダム貯水池に流入する土砂のうち、主に下流域の河川環境に大きな影響を与える細粒土砂に着目し、その生産過程を対象とする。黒部川の右支川である黒薙川流域を対象に、GIS(地理情報システム)を用いて、Kinematic Wave による降雨流出モデルと、流域の崩壊地等推移図を用いた簡易な土砂生産モデルを作成し、これらを統合することにより、連携排砂時の宇奈月ダム地点の流量および細粒土砂流出の予測モデルについて検討を行う。

第4章では、貯水池内に流入する細粒土砂の具体的な制御方策を対象とする。まず宇奈月ダムを対象にフラッシング排砂をモデル化し、貯水池の堆砂容量や排砂時の水位低下速度が放流土砂濃度に与える影響について検討する。次に、宇奈月ダムを対象として、微細粒土砂に着目し、排砂効率と安全性を同時に考慮した密度流排出検討を行う。次に、密度流排出計算結果を用いて、引き続き粗粒土砂に着目した水位低下のフラッシング排砂計算を行う。最後に、密度流排出とフラッシング排砂方法を組み合わせた新たな排砂方法を提案し、排砂効率と放流安全性を同時に向上させることを目指した検討を行う。

第5章では、排砂時のダム下流域における土砂流れの量、質の観測及びそれに基づいた環境影響について検討する。まずダム排砂や大洪水時の高濃度土砂を対象とした浮遊土砂濃度の計測手法である SMDP(Suspended sediment measurement system using differential pressure transmitter(差圧センサーを用いた浮遊砂濃度計測システム))について、観測データと採水法による結果との比較分析を行い、SMDP の自動的かつ連続的な計測手法の可能性について検証検討を行う。次に、洪水期、ダム排砂期と通砂時の採水法による浮遊土砂の粒度分布の比較分析を行い、これに基づいた粒径別の土砂収支を考察し、さらにダム排砂時の濁度と SS の相関について検討する。最後に、黒部川連携排砂時の採水試料から得られた SS 中の粒度組成をもとに、SS 濃度とさらに微細粒土砂に着目した SS 濃度（以下 FSS 濃度と呼ぶ）の両者について、排砂中の時間経過に伴う濃度とその構成比、および継続時間について整理を行い、SS 濃度および FSS 濃度の両者を対象とする影響評価を行う。

第6章では、本論文の主な結論をまとめ、今後の課題について記述する。

参考文献

- 1) 天野邦彦, 田中宏明, 吉谷純一 共訳: 水環境と生態系の復元[河川・湖沼・湿地の保全技術と戦略], 技術堂出版, 1999
- 2) 角哲也: 「世代間の衡平」のためのダム貯水池土砂管理のすすめ, ダム技術, No. 229, pp.3-12, 2005.
- 3) 角哲也: ダム貯水池からの排砂と排砂時の放流水質管理, ダム技術, No. 127, pp.30-38, 1997.
- 4) 角哲也: 日本における貯水池土砂管理, 第 3 回世界水フォーラム, 流域一貫の土砂管理セッション報告書, (財)ダム水資源地環境整備センター, pp. 103-118, 2003.
- 5) 上阪恒雄: 貯水池の土砂管理, ダム技術, No. 159, pp.4-23, 1999.
- 6) Erich Staub: スイス・アルプスの河川における魚類及び無脊椎動物に対するダム排砂の影響, 貯水池土砂管理国際シンポジウムワークショップ論文集, pp.83-88, 2000.
- 7) 角哲也: 土砂を貯めないダムの実現ー流砂系総合土砂管理に向けた黒部川の挑戦, 土木学会誌, Vol.88, No.3, pp.41-44, 2003

第2章 中国と日本における貯水池土砂管理の現状と課題

2.1 概説

日本の黒部川では 2001 年から出し平ダムと宇奈月ダムのフラッシング連携排砂がスタートし、中国の黄河では 2002 年から小浪底ダムを初めダム群の人工洪水による密度流を利用した調水調砂試験がスタートした。黒部川の連携排砂は日本の「流砂系の総合土砂管理」の先例として位置付けられ、従来の貯水池の浚渫・掘削などの緊急避難的な対策¹⁾から流入する土砂量の軽減、流入した土砂の通過または迂回などできるだけ土砂を堆積させないダム貯水池の実現を目指して根本的かつ恒久的な対策として進められている。一方、中国の黄河の小浪底ダムを中心としたダム群の密度流排砂は黄河の下流域の治水、利水、環境対策として位置づけられ、莫大な堆砂容量やダムの調水調砂運用方針により、従来からの下流域の河道の衰退や河床上昇による治水安全度の低下を改善することを目指して進められている。

両川の貯水池土砂管理はいずれも日本と中国の貯水池土砂管理の最前線として、両国の貯水池土砂管理は新たな段階に移行したことを象徴している。同時に、黒部川の連携排砂と中国黄河の調水調砂試験はできるだけ少量の水で大量の土砂を効率的かつ安全に海まで排出すると言う点で一致しているが、両河川の特徴、水文条件、排砂方法、計測項目及び最終的な評価方法などに相違点が見られる。本章では両河川における 2004 年までの排砂事例をまとめ、相互に参考になる点と残された課題について考察する。

2.2 中国のダム建設と土砂管理

中国では大型（貯水容量 1 億 m^3 以上）、中型（貯水容量 0.1 億 m^3 ～1 億 m^3 ）、小型（貯水容量 0.001 億 m^3 ～0.1 億 m^3 ）など各種類の既設ダム数は既に 85,000 ダムに達しており、その総貯水容量は 5,100 億 m^3 になっている²⁾。その中、15m 以上の既設ダムは 25,800 ダムであり、洪水防止、灌漑用水、上水道、発電など中国の社会と経済の発展に大きな役割を果たしている。しかしながら、数多くのダムは土砂流出の多い流域に建設されており、貯水池の堆砂問題は非常に著しい。例えば、長江の上流域では、既設ダムは 1992 年の統計で 11931 ダムあり、総貯水容量は 205 億 m^3 であるが、毎年平均 1.4 億 m^3 (0.68%) のスピードで土砂が堆積しているとの報告がある²⁾。特に、黄河流域では 0.01 億 m^3 以上のダムは 700 ダム建設されており、その総貯水容量は 900 億 m^3 に達した。そのうち、既に堆積した貯水容量は 120 億 m^3 になり、総貯水容量の 13% を占めている。特に小型貯水池では堆砂問題が著しく、総貯水容量の 90% を占めている³⁾。

一方、中国では、下水道など廃水処理の対策や整備が遅れており、水環境問題が著しくなっている。2005 年の 7 大水系水質モニタリング地点 411 カ所のうち、Ⅰ～Ⅲ類、Ⅳ～Ⅴ類とⅤ類以下の水質地点の比率はそれぞれ 41%、32%、27% であった⁴⁾。なお、中国の水環境の基準を表 2-2-1 に示す。

表 2-2-1 中国の水環境基準分類(括弧内は湖、貯水池の値)⁵⁾

項目	Ⅰ類	Ⅱ類	Ⅲ類	Ⅳ類	Ⅴ類
総磷(P で算出)	0.002 (0.01)	0.1 (0.025)	0.2 (0.05)	0.3 (0.1)	0.4 (0.2)
総窒素(mg/l)	0.04	0.15	0.3	0.7	1.2
クロロフィル- α (mg/l)	0.001	0.004	0.01	0.03	0.065
透明度(m)	15	4	2.5	1.5	0.5

中国では、貯水池の土砂管理はダム運用管理の一環として、主に水源地の水土保持や巨大な堆砂容量を持つダム建設などの伝統的な予防対策を中心に進められている。ダム寿命が比較的長い（50 年以上）ダム貯水池では主に常時満水状態の運用方針を採用しており、ダムによる経済・社会貢献度を向上させるが、ダム貯水池の土砂堆積も著しくなり、ダム貯水池の寿命が短くなる。一方、貯水池寿命が比較的短いダムまたは土砂量が多い河川に建設されたダムでは、洪水期に貯水位を低下し、低水位で運用する方針（スルーシング）を採用している。年間の流入土砂量は主に洪水期に集中しているため、貯水位を低下し、貯水池内の流速を増加させ、

流入した土砂の大部分をそのまま排出させる方法である。

それ以上に堆積した土砂は、貯水池内の機械浚渫、ダム堤体の放流設備を利用してスルーシング方法や密度流排出などの方法で貯水池から排出されている。その中で貯水池の土砂管理を積極的に進めているのは黄河の小浪底ダムであり、上下流のほかのダムと連携しながら人工洪水や人工密度流排出を実施しており、貯水池の堆砂容量を効果的に利用しながら、貯水池下流に流出する流量、土砂の粒径と量の相互関係を調節して、下流域の河床低下を促進させることにより治水安全度が向上することが期待されている。

2.2.1 黄河の概要



図 2-2-1 黄河流域

黄河は中国の第二番目の大河で、図 2-2-1 に示すように流域面積は 75.2 万 km²、本川の長さは 5,464km、落差は 4,480m である。黄河の年平均水量は 580 億 m³、年平均土砂量は 16 億トン、平均土砂濃度は 35kg/m³ で、中国ひいては世界でも有数の土砂量が多い河川である。黄河の大きな特徴は水量が少ないこととその土砂量が多いこと、また水の流出場所と土砂の生産場所が違ふことがあげられる。年平均水量の 56%が蘭州以上の上流域から流出し、これに対して、黄河の土砂の 90%が河口鎮から桃花峪までの中流部から生産される。また、竜門からの下流の河道に大量の土砂が堆積しているため、毎年平均 0.1m の速度で河床が上昇し、有名な天井川になった⁶⁾。

これを最近日本で多く用いられている「土砂動態マップ」で表したものが図2-2-2であり、中流域からの土砂流出が著しいこと、また50年代と80年代を比べると土砂量は概ね半減したことが分かる。この理由の一つとして、1950年代から開始された黄土高原における「水土保持」の効果が上げられる。水土保持とは、土砂流出を防止するための傾斜畑の段々畑への改造、急斜面への植林、防砂堤の建設などであり、1990年代までに土砂流出の著しい対策必要区域約43万km²の約31%にあたる13.4万km²で実施された⁶⁾。その結果、実施区域からの土砂流出量が約1/10に減少し、三门峡地点での年間流出土砂量は、17億トン(60年代)、13.6億トン(70年代)、8.0億トン(80年代)と着実に減少してきた。図2-2-3に黄河の主要地点における水量と土砂量の変化を示す。図2-2-4は黄河の主要な基準点花園口における年間の流量及び含砂量(土砂濃度)の変動を示しており、7月から10月までの洪水期に流量が増加し、土砂濃度はその前半に高いことがわかる。

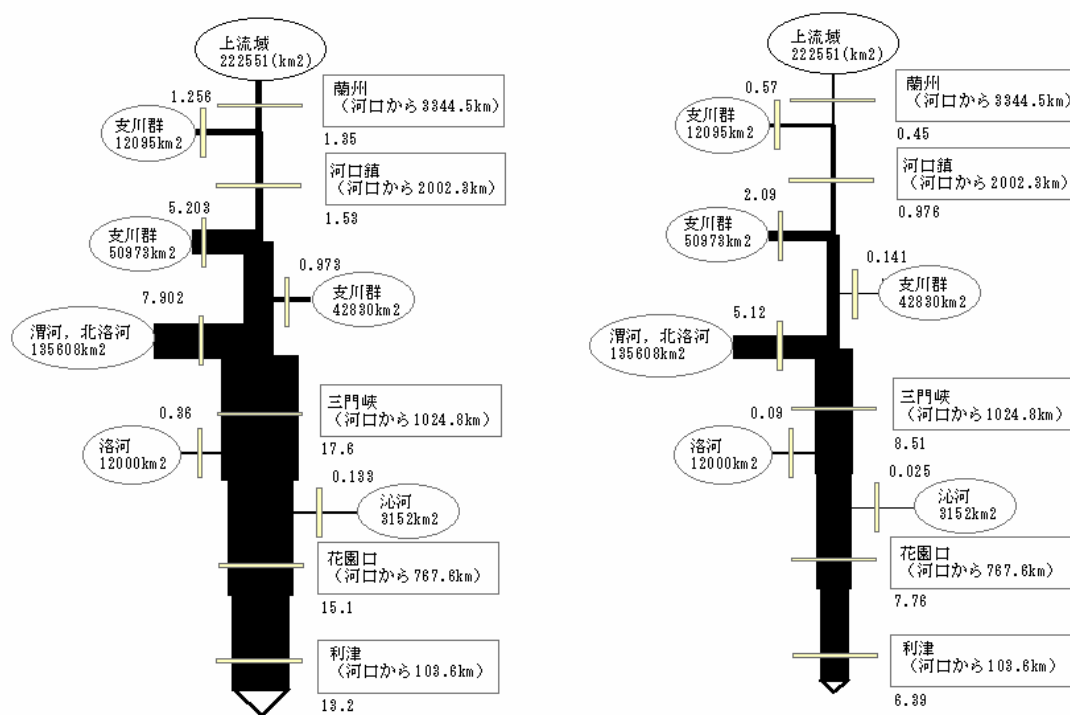
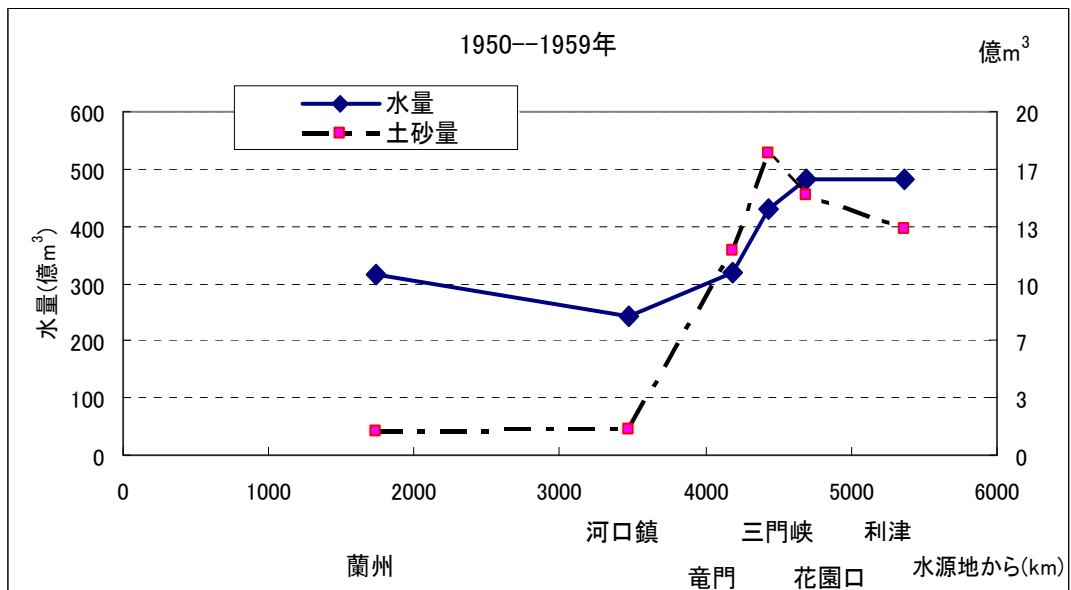
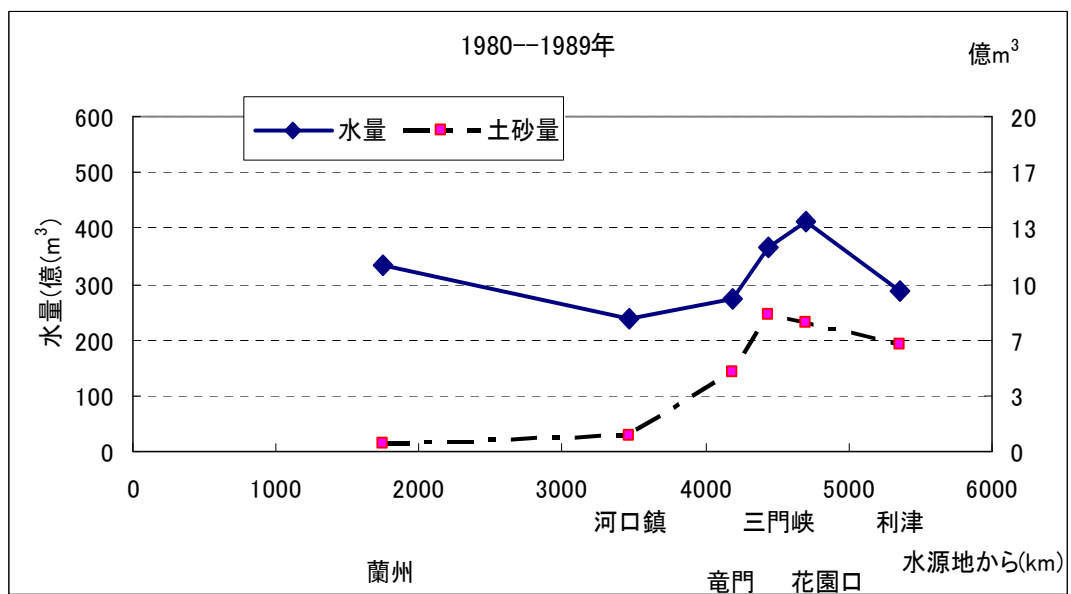


図2-2-2 黄河土砂動態マップ(土砂量単位:億トン)



(a) 1950~1959



(b) 1980~1989

図 2-2-3 黄河の主な観測点における水量と土砂量の変化

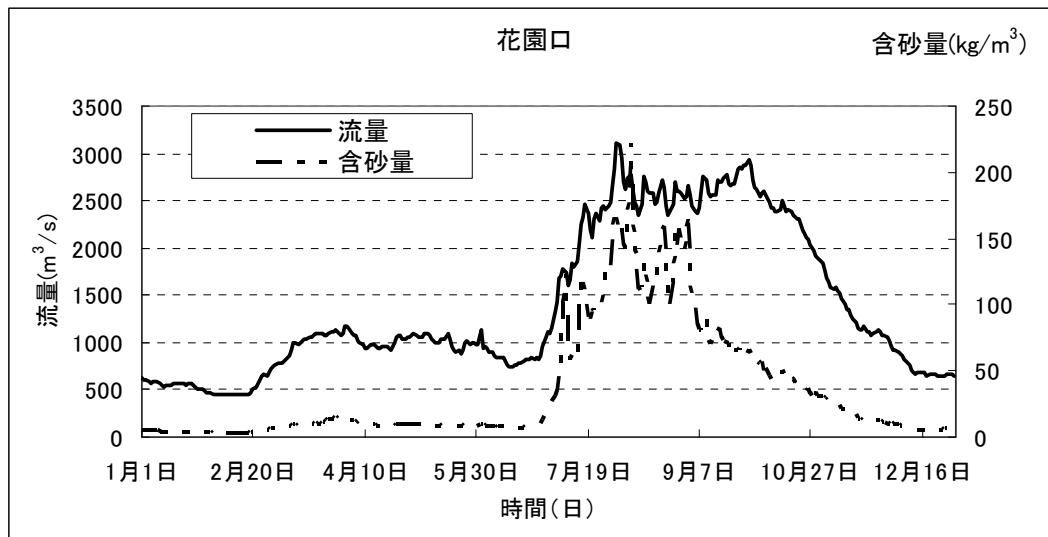


図 2-2-4 黄河(花園口)における年間平均流量と含砂量(土砂濃度)の変動
(1950-1987 年平均)

2.2.2 調水調砂試験の背景と目的

1950 年以降，黄河流域では治水利水の目的で大・中・小型ダムが 700 以上建設されており，本川だけの既存または建設中のダム群の総貯水容量が黄河の年平均水量を上回るようになっている．表 2-2-2 に 1994 年の統計による黄河の本川に建設されたダムの堆積状況を示す．この表から分かるように，既設ダム 9 ダムの中で，すでに堆積容量が総貯水容量の 50%を上回るのが 6 ダムあり，70%を上回るのが 4 ダムある．また，表 2-2-3 に黄河の主な支川の貯水池の堆積状況を示す．これらの支川はいずれも黄河の中流域に位置され，流域の土砂生産量が多いため，貯水池の堆砂量も非常に大きい³⁾．

一方，黄河では，取水量の増加と降雨の減少による水資源の不足，工場や生活廃水の汚染による環境の悪化，下流域の河床上昇による治水安全度の低下など様々な問題が発生している．特に，黄河の水量の減少と用水量の増加に伴って起こった断流問題は深刻であった．初めての断流は 1972 年に発生し，それから 1999 年までの累計断流日数は 1,050 日であり，特に 1997 年は断流時間 226 日，断流長さ 704km に達した．表 2-2-4 は各年代における断流状況を示したものである．一方，断流による河川の掃流力の低下が下流部の河床上昇をもたらし，治水安全度の低下が懸念されている．

表 2-2-2 黄河本川におけるダム建設と土砂堆積

ダム名	流域面積 (km ²)	高さ (m)	総貯水容量 (億 m ³)	有効貯水容量 (億 m ³)	堆砂量 (億 m ³)	堆砂率 (%)	建設年
竜羊峡	131,420	178	276.3	193.5	1.6	0.6	1992 年
塩鍋峡	173,000	55	2.2	0.1	1.7	77.3	1975 年
劉家峡	173,000	147	60.9	41.5	16.1	26.4	1969 年
八盤峡	204,700	40	0.49	0.09	0.25	51.0	1980 年
青銅峡	285,000	42.7	7.35	3.2	5.83	79.3	1978 年
三盛公	311,400		0.8		0.4	50.0	1961 年
万家寨	395,000	105	8.96	4.45	0.9	10.0	2001 年
天橋	404,000	47	0.7	0.4	0.5	71.4	1978 年
三門峡	684,000	106	96.4	60.4	71	73.7	1960 年
小浪底	694,200	154	126.5	51.0	7.16	5.7	2001 年

表 2-2-3 黄河の主な支川における貯水池の堆積状況

河川名	総貯水容量(億 m ³)	堆砂量(億 m ³)	堆砂率(%)
湟水河	0.8	0.0065	0.8
清水河	8.23	5.71	69.4
汾河	14.83	6.47	43.6
延河	2.246	1.01	45.0
泾河	7.05	3.03	43.0
宏農河	2.057	0.095	4.6

表 2-2-4 黄河下流の各年代における断流状況

年 代	1970-1979	1980-1989	1990-1999
断流年数	6	7	9
総断流日数	86	105	901
年最大断流日数	21(1979 年)	36(1981 年)	226(1997 年)
年最大断流長さ(km)	316(1974 年)	662(1981 年)	704(1997 年)

このような背景により、黄河を管理する黄河水利委員会では“上遮，下排，兩岸分滯”の治水対策と“捕捉，排出，放流，調節，掘削”による総合的な土砂管理対策が立案された⁷⁾。ここで、各対策の詳細は以下のとおりである。

“上遮”：中流域の水土保持や本川と支川のダム群の調節により、洪水ピーク流量を減らすこと

“下排”：下流域の河道を利用して洪水を安全に海に流すこと

“兩岸分滯”：必要に応じて下流の兩岸の遊水地を利用して洪水を処理すること

“捕捉”：水土保持や支川のダム建設により、土砂生産の軽減と捕捉をすること

“排出”：河道改良などにより下流河道に流入した土砂をできるだけ海に輸送すること

“放流”：土砂を含む濁水を下流域の両側の土地に導水して土砂を堆積させて利用すること

“調節”：小浪底などダム群の調水調砂運用により水と土砂を調節すること

“掘削”：河道に堆積した土砂を掘削し、両側の河道外に排出すること

そこで、これらの対策の一環として、1999年に下流域に小浪底ダムが建設され、その75.5億 m^3 の堆砂容量を利用して、上流から流れ込む粗い土砂を捕捉し、さらに10.5億 m^3 の調水調砂容量を利用して、水と土砂のバランスのコントロールにより細かい土砂の排出や下流河道の堆積土砂の軽減を行い、また40.5億 m^3 の洪水調節容量を用いて下流域の治水安全度を向上させることが計画された。そして、2002年から調水調砂試験を開始し、ダム貯水池内に流入・堆積した細かい土砂の排出特性を把握するとともに、ダム排砂放流操作による下流域の河床洗掘の促進と洪水疎通能力の増加を確認するための下流各地点の応答性を把握し、今後の小浪底ダムの本格運用操作の根拠にすることが期待された。

2.2.3 調水調砂時の計測項目及び評価方法

黄河の調水調砂試験では、ダム排砂量や下流河床の侵食量に注目し、ダムの放流量と放流土砂濃度を適切にコントロールするためのダム流入量、流入土砂濃度、下流各地点の流量、水位、水深、流速、土砂濃度など基礎的な水文観測調査がきわめて重要である。従って、黄河では限られた水でできるだけ効率的に下流河道の侵食量や洪水の疎通能力を増加させることが主な評価対象となっている。

2.2.4 調水調砂試験条件

(1) ダム条件

黄河の今までの調水調砂試験に関連するダム群の諸元を表 2-2-5 に示す。その中、小浪底ダム（写真 2-2-1）は 2001 年に中国の河南省の黄河の本川に建設され、集水面積は 69.4 万 km^2 で黄河流域面積の 92.3%を占めている。小浪底ダムには常用洪水流路（1 門）、開水路洪水吐（3 門）、常用洪水吐オリフィス（3 門）、排砂管（3 門）、発電用導水管（6 門）が設置されており、ダムからの放流量や土砂濃度または土砂粒径も調節する機能を備えている。一方、小浪底ダムから 130km 上流に三門峡ダムが 1960 年に建設されており、三門峡ダムから更に 1,000km 上流に万家寨ダムが小浪底ダムとほぼ同時期に建設されている。万家寨ダムは山西省の黄河導水プロジェクトのコントロールダムである。陸渾ダムと故県ダムは小浪底ダムの下流で黄河に合流する右支川伊河と洛河に建設されている。三門峡ダム、万家寨ダム、陸渾ダムと故県ダム（写真 2-2-2）は、小浪底ダムの調水調砂運用を補助する役割を果たす。



写真 2-2-1 小浪底ダムの調水調砂試験⁸⁾



写真 2-2-2 故県ダム

(2) 水文条件

小浪底ダムの初期運用期間内の調水調砂運用の最低水位は 210m, 調節容量は 8 億 m^3 以上であり, 下流の花園口基準点の流量を $800 \text{ m}^3/\text{s}$ (下限流量) 以下または $2,600 \text{ m}^3/\text{s}$ (上限流量) 以上となるようにコントロールする. また $2,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合, 下流河道に土砂堆積が生じない条件より表 2-2-6 に示す限界流量と土砂濃度の組合せが決められている.

表 2-2-5 黄河の排砂に関連するダム諸元

ダム	建設年	ダム高 (m)	総容量 (億 m ³)	洪水調節 容量 (億 m ³)	計画堆砂 容量 (億 m ³)	放流設備	
						名 称	規 格
小浪底	2001	154	126.5	40.5	75.5	常用洪水流路 非常用洪水吐 開水路式洪水吐 〃 〃 常用洪水吐オリフィス 排砂管 発電用導水トンネル 灌漑用トンネル	幅 34.5m×1 門 幅 100m×1 門 幅 10.5m×高 13m×1 門 幅 10m×高 12m×1 門 幅 10m×高 11.5m×1 門 φ 14.5m×3 門 φ 6.5m×3 門 φ 7.8m×6 門 φ 3.5m×1 門
三門峽	1960	106	96.4	57.0	0.1	底 深 表面越流 発電導水用トンネル	幅 3m×高 8m×3 門 幅 3m×高 8m×3 門 幅 9m×高 14m×2 門 φ 7.5m×8 門
陸渾	1965	55	13.2	4.8 (小浪底ダム建設前 7.08)	1.05	越流洪水吐 常用洪水吐 〃 発電導水用トンネル 灌漑用トンネル 〃	幅 25 m×1 門 幅 4 m×高 7 m×2 門 φ 4.5m×1 門 φ 5m×1 門 φ 6 m×1 門& φ 3.5 m×1 門
故県	1992	125	11.75	5.4		越流洪水吐 中 底 発電導水用トンネル 灌漑発電導水用トンネル	幅 13 m×高 16 m×5 門 幅 6 m×高 9 m×1 門 幅 3.5 m×高 4.2 m×2 門 φ 3m×3 門 φ 4.5m×1 門
万 家 寨	2001	105	8.96	3.02	4.51	表 中 底 排砂用 取水 発電	幅 14m×高 10m×1 門 幅 4m×高 8m×4 門 幅 4m×高 6m×8 門 幅 1.4m×高 1.8m×5 門 φ 7.5m×6 門 φ 4m×2 門

表 2-2-6 黄河の下流河道に土砂堆積が発生しない限界流量と土砂濃度の組合せ

組合	1	2	3	4	5	6
流量(m ³ /s)	2600	2900	4000	4400	5600	7000
土砂濃度(kg/m ³)	<20	20~40	40~60	60~80	80~150	80~150
継続時間(日)	6	10	11	12	12	11
水量(億 m ³)	13.5	25	38	46	58	67

注：5 と 6 の相違は高村基準点以上の高水敷きに浸水が発生しないかまたは発生するかによって決められている。

(3) 下流河道条件

小浪底ダムから河口までの距離は約 900km，下流河道の平均勾配は 1.2/10000 で，1950 年代と 1990 年代を比べると河床は平均 2~4m 上昇しており，場所により 10m 以上上昇したところもある。小浪底ダムの運用開始から調水調砂試験までの下流河床材料の中央粒径を表 2-2

ー7 に示す。黄河の下流の高水敷地には 179 万人が生活しており，耕地が 25 万 hm^2 ある。従って，排砂時の下流の高水敷きへの浸水被害を最小にする必要がある。小浪底ダム調水調砂試験開始前時点における下流各基準点の高水敷きに浸水する水位と流量を表 2-2-8 に示す。

表 2-2-7 小浪底ダム調水調砂試験開始前の下流各区間の河床材料の中央粒径 (D_{50} , mm)

	花園口以上	花園口～ジャ河灘	ジャ河灘～高村	高村～孫口	孫口以下
河床粒径	0.221	0.139	0.120	0.084	0.047～0.057

表 2-2-8 小浪底ダム調水調砂試験開始前の下流基準点の高水敷き浸水開始水位と流量

項 目	花園口	ジャ河灘	高村	孫口	艾山	リ口	利津
水位 (m)	93.75	77.41	63.21	48.45	42.30	31.40	14.39
流量(m^3/s)	3400	2900	1750	2070	3300	2800	3500

2.2.5 調水調砂試験方法

黄河の調水調砂試験では主として貯水位を低下させない密度流または濁水排砂方式を採用している。ただし，毎回の水文条件によりダム操作などに大きな相違が見られる(表 2-2-9)。第 1 回の調水調砂試験では，小浪底ダムが十分な水量を貯めたため，小浪底ダム単独の放流による調水調砂が行われた。第 2 回では，小浪底ダムの下流に合流する黄河の支川に降雨に伴う“清水洪水”が発生したため，小浪底ダムから排出される高濃度の土砂と下流支川からの清水を合流させて海へ排出する下流支川ダムとの連携による調水調砂が行われた。更に，第 3 回では，小浪底ダム上流に位置する三門峡ダム，万家寨ダムの連携操作により，世界初の“人工密度流”排砂が実施された。これは，上流ダム群からの人工放流に合わせて，小浪底ダム貯水池内の堆積土砂に高圧水ジェット(写真 2-2-3)による攪乱を与えて貯水池内に人工密度流を発生させ，ダムの底部排砂管より排出させたものである。

以上の 3 回の調水調砂試験は小浪底ダムの調水調砂運用の主な操作方法でもあり，今後どの方法を採用するかはダムの貯水量，本川または支川の水文条件によってその都度選択されることになる。また，黄河の調水調砂試験は水理模型実験や数値計算結果と相互に比較され，検証されている。

表 2-2-9 黄河の調水調砂試験(2002-2004)

実施年／期間		第 1 回 (2002 年) 7/4—7/15	第 2 回 (2003 年) 9/6—9/18	第 3 回 (2004 年) 6/19—7/13
関連ダム		小浪底, 三門峽	小浪底, 三門峽, 故県, 陸渾	小浪底, 三門峽, 万家寨
平均流量 (m^3/s)	小浪底	2741	1690	—
	花園口	2649	2390	—
	利津	1885	2330	—
平均土砂 濃度 (kg/m^3)	小浪底	12.2	40.5	0.965
	花園口	13.3	31.1	4.51
	利津	21.6	44.4	15.1
最大土砂 濃度 (kg/m^3)	小浪底	83.3	—	—
	花園口	44.6	—	—
	利津	31.9	—	—
小浪底ダム放流量(億 m^3)		26.1	18.3	45.3
小浪底ダム排砂量(億 t)		0.319	0.74	0.0437
花園口水量(億 m^3)		28.2	27.5	46.1
下流河道侵食量(億 t)		0.362	0.456	0.642
排砂効率 (m^3/t)	小浪底ダム	81.7	24.7	1035.7
	全体	41.5	23.0	67.1

注：全体の排砂効率は小浪底ダムの排砂量と下流河道の侵食量の合計を花園口の水量で割って求めた。—はデータがない



写真 2-2-3 小浪底ダム貯水池内の堆積土砂に対する高圧水ジェットによる攪乱⁸⁾

2.2.6 小浪底ダムにおける密度流排出に関する考察

(1) 排砂時の土砂濃度と排砂効率

貯水池の有効容量を維持する観点や、土砂の連続性を維持する観点から見ると、限られた水量で所定の効果が得られることが重要である。従って、ダム排砂するときの土砂濃度とその継続時間は直接排砂効率に影響する二つのパラメータとなる。

黄河の小浪底ダム本体の過去 3 年の調水調砂試験の排砂効率は、表 2-2-9 に示すようにそれぞれ 81.7, 24.7, 1035.7 m³/t であり、2003 年の第 2 回試験の排砂効率が一番高く、2004 年の第 3 回試験の排砂効率が非常に低いことが分かる。これは、排砂方法及び排砂時のダム操作方法によって左右されることが考えられる。

例えば 2002 年の第 1 回の調水調砂試験では、花園口基準点の流量と土砂濃度を 2,600 m³/s の上限流量と 20 kg/m³ 以下とするように小浪底ダムの放流量と排砂土砂濃度を調節した。図 2-2-5 に小浪底水文基準点の流量と土砂濃度の変化を詳細に記録したものを示す。小浪底ダムは 7 月 4 日 9 時から、調水調砂試験の要求に合わせて放流量を増大し、小浪底基準点では 11 時に 3,480m³/s の試験最大流量に達した。それから 3,000m³/s 以上の流量が 4 日と 22 時間継続し、さらにその後は概ね 2,500~3,000m³/s の間で維持され、7 月 15 日 9 時の試験終了後は試験前の 800m³/s 以下に低下した。調水調砂試験期間内では、小浪底基準点において 7 月 7

日 12 時に 66.2kg/m^3 ，9 日 4 時に 83.3kg/m^3 の二回目の土砂濃度のピークが現れた⁹⁾。

これに対して，2003 年の第 2 回の調水調砂試験では，小浪底ダムの下流の伊洛河支川の清水洪水を利用し，小浪底ダムの排砂ゲートの入口に堆積した土砂及び濁水層を排出するとともに，下流河道を洗掘させることを目的に，小浪底ダムは下流支川の助けにより第 1 回よりも高濃度の土砂排出操作を行った．また，第 3 回の調水調砂試験では，小浪底ダム，三門峡ダム及び万家寨ダムの放流量，放流時間を適度にコントロールすることによって人工洪水を発生させ，更に，小浪底ダム貯水池の中で，世界初の人工密度流排砂に成功した．第 3 回の排砂効率が低いのは，人工密度流を発生させる前に，河道の河床低下を促進するために，ダム下流においても高圧ジェットによる河床の攪乱を行うとともに，これに合わせて小浪底ダムから清水を放流した分が含まれているからと考えられる．過去三回の調水調砂試験の全体の排砂効率はそれぞれ 41.5，23.0，67.1 m^3/t であり，排砂効率が高いことが分かる．

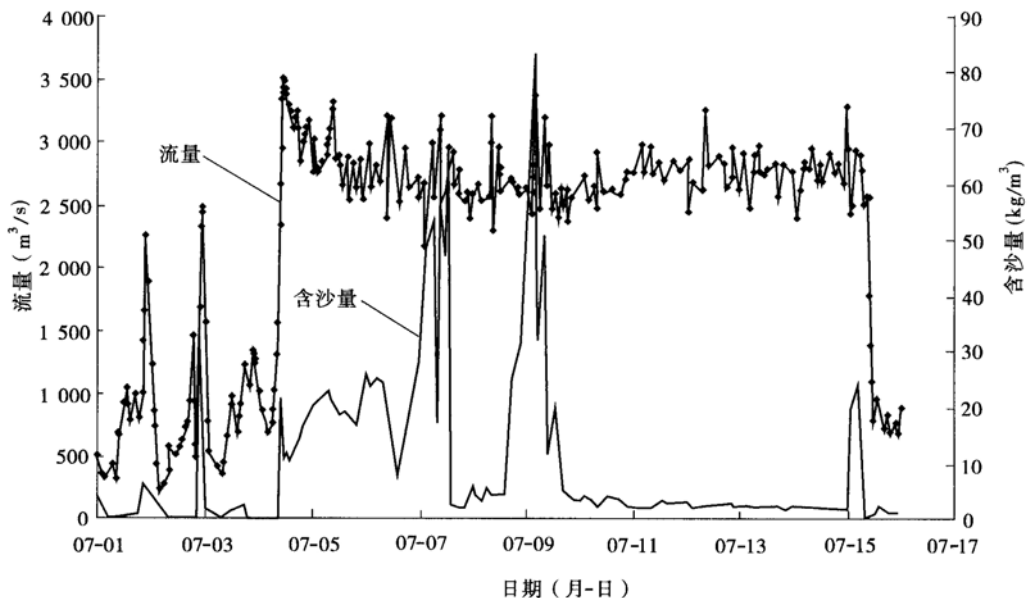


図 2-2-5 2002 年 7 月 1～16 日の小浪底基準点の流量と土砂濃度変化⁹⁾

(2) 排砂時間

黄河の調水調砂の継続時間は調水調砂時の人工洪水の伝播時間と各基準点に一定以上の掃流力を維持する時間から決められていると考えられる．黄河の 3 回の調水調砂試験の継続時間はそれぞれ 11 日間，12.4 日間，24 日間であり，黄河の自然の洪水の継続時間より長いことが分かる．その中，第 1 回の調水調砂試験の主な基準点の流量とその継続時間を表 2-2-10 に示す．

表 2-2-10 第 1 回調水調砂試験の主な基準点の流量とその継続時間

基準点	花園口	艾山	利津
流量 (m ³ /s)	2600	2300	2000
継続時間 (日)	10.3	6.7	9.9

(3) 排砂粒径

ダム排砂時の排出土砂の粒度分布は流入土砂の粒径や貯水池内に堆積した土砂の粒度分布と直接関係するが、排砂方法にも左右される。黄河の調水調砂試験における小浪底ダムの排砂は密度流または濁水排砂方法を採用し、流入土砂の粗いものは貯水池内に捕捉し、細かい粒径だけを排出している（表 2-2-11）。この理由は、調水調砂の主目的が下流河道の河床低下であり、河道に堆積する可能性のある粗粒分は、ダムの堆砂容量を用いて当分の間は捕捉する方針であることによる。採水調査によれば 9,10)、3 回の排砂時の土砂の中央粒径はすべて 0.006mm であり、これは排砂時の流入土砂粒径とは直接関係なく、ダム堤体上流まで到達して堆積した土砂粒径及び排砂時のダム操作によって左右されていると考えられる。中央粒径 0.006mm の土砂は下流河道に再び堆積しないで直接海まで掃流されている。

表 2-2-11 ダムから排出される土砂粒径(採水調査によるもののみ) (D₅₀, mm)

年度	2002 年度	2003 年度	2004 年度
D ₅₀ (mm)	0.006	0.005~0.007	0.006

(4) 効果

黄河の 3 回の調水調砂試験で、小浪底ダムは 1.1 億トンの土砂を排出し、小浪底ダムの貯水池の堆砂形状が改良された。また、下流河床で 1.46 億トンの土砂が洗掘され、本川の洪水疎通能力は試験前の 1,800m³/s から 2,900 m³/s まで上昇した。下流の各区間の洗掘量および基準点の洪水水位低下量を表 2-2-12 に示す。第 1 回の調水調砂試験で、ジャ河灘から孫口までの間で水位が高水敷きまで上昇し、大量の土砂が高水敷きに堆積したために洪水水位がプラスになったが、他はすべてマイナスになっており、著しい洗掘が発生したことが分かる。さらに、小浪底ダムと下流河道から排出された土砂は黄河の河口に大規模な陸地を形成し、同時に河口の環境改善にも大きな効果があったと評価されている。

表 2-2-12 黄河の調水調砂試験による下流河道における効果

第1回	洗掘量(億トン)	小浪底～ジャ河灘		ジャ河灘～孫口		孫口～艾山		艾山～利津
		-0.202		+0.082		-0.017		-0.197
第2回	2000 m ³ /s 時の 水位低下量 (m)	花園口	ジャ河灘	高村	孫口	艾山	利津	
		-0.22	-0.30	-0.31	-0.20	-0.45	-0.40	
第3回	洗掘量(億トン)	小浪底～花園口		花園口～高村		高村～艾山		艾山～利津
		-0.1642		-0.1403		-0.1928		-0.1449

2.2.7 黄河の調水調砂試験における課題

「黄河の健康な生命を維持する」ために、治水機能向上を目指した下流河道の洗掘効果だけではなく、河川の動植物を含めた環境調査を行い、これらに配慮した操作についても検討していくことも非常に重要であると考えられる。

(1) 排砂時の流量と土砂濃度の急激な変化による影響

小浪底ダムでの調水調砂操作では下流河道に土砂が堆積しないように排砂初期の放流量を河道の下限流量（800 m³/s）以下から上限流量（2600 m³/s）まで短時間に上昇させ、逆に、排砂終期の放流量を上限流量（2600 m³/s）から下限流量（800 m³/s）以下まで短時間に低下させている。このような急激な流量変化に伴う下流域の魚など水生生物に与える影響、具体的には、避難時間、避難場所及び避難した場所から主流に戻る時間などを考慮する必要があると考えられる。日本では、淀川などにおいて、このような人為的な流量の増減速度による生物への影響に関する検討が進められている。

(2) 長時間の高濃度流れの影響

これまでの3回の排砂の継続時間と平均土砂濃度は普通の自然の洪水過程と比べると明らかに継続時間が長く土砂濃度が高い。従って、このような人工洪水による環境影響を十分把握し、必要に応じて生物の河道内の退避場所を確保するなどの救済方法を検討する必要があると考えられる。

(3) 河床の大規模な洗掘による影響

洪水疎通能力を高めるための下流域における短時間の大規模な河床の洗掘は大きな環境変化をもたらす、河道内の植生や底生生物の生存などに大きな影響が生じる可能性がある。植生

や底生生物は河川生態系の中で重要な役割を果たしており、これらに対する影響について十分な検討が必要と考えられる。

(4) 海洋への影響

近年、黄河下流域では平水時の水質悪化が顕著になってきている。大規模な調水調砂運用は下流域の河道をフラッシュし水質改善にも大いに役立つと考えられるが、一方で、汚染物を含む河道内から掃流された物質が海域に排出された場合の河口及び海洋に与える環境影響についても定量的に評価する必要があると考えられる。

小浪底ダムを中心とする黄河の調水調砂はこれまでの3回の試験に基づき、2005年度から正式運用へ移行し、6月16日から第4回の調水調砂が開始された。小浪底ダムの調水調砂運用は上流からの水の流出と中流からの土砂生産のバランスを調節することにより、下流域の治水安全度の向上と黄河流域の総合的な土砂管理を実現する上で重要な役割を果たすものと期待され、今後は環境との調和の観点からも検討を進める必要がある。

2.3 日本のダム建設と土砂管理

中国と一衣帯水の日本では、堤高 15m 以上をダムと名称し、2003 年現時点で約 2730 ダムが建設され、総貯水容量は 230 億 m³に達している。日本の高い山地地形と降雨量の多い気候条件が流域からの多くの土砂生産量をもたらし、総貯水容量ベースで 0.24%/年（0.552 億 m³/年）の速度で堆砂が進んでいると報告されている¹¹⁾。一方、日本のほとんどの河川は急流河川に属し、ダム貯水池の堆砂が進んだことにより、下流域の河床低下や海岸侵食が進み、深刻な環境や生態系保全に対する課題となった。

そこで、日本では、「総合的な土砂管理」と呼ばれる全流域を単位とした土砂管理が実施されるようとしている。主に、貯水池上流域では砂防ダムなどによる土砂生産や流入の軽減、土砂バイパスによる貯水池流入土砂の通過及び機械や洪水を利用した貯水池土砂排除など対策を中心に進められている。具体的な手法とその事例を表 2-3-1 に示す。その中で日本の貯水池の土砂管理の先例に位置付けされているのは黒部川の連携排砂であり、具体的な方法について次節に述べる。

表 2-3-1 日本における貯水池土砂管理¹¹⁾

土砂管理分類	対策場所	具体的方法		事例
貯水池への 流入土砂軽減	水源地	砂防ダムなどによる土砂流出の制御		砂防指定区域多数
	貯水池末端	貯砂ダム	定期掘削+骨材・河川土砂還元	小渋ダムなど事例多数
土砂の通過	貯水池末端	排砂バイパス		旭ダム、美和ダム、布引ダムなど
	貯水池内	スルーシング		鯖石川ダム、出し平ダム-宇奈月ダム
		密度流排出	洪水調節用放流管	小渋ダム、二瀬ダム、木川ダムなど
			カーテンウォール付・ゲート	片桐ダム
			選択取水設備	矢作ダムなど
土砂の排除	貯水池内	フラッシング	排砂ゲート	出し平ダム-宇奈月ダムの連携排砂
		部分排砂	排砂門	千頭ダム、泰阜ダムなど
			排砂管	井川ダム
		掘削・浚渫	骨材利用	美和ダム、小渋ダム、佐久間ダム、秋
			圃場整備・盛土・客土	美和ダム、柳瀬ダム
			湖内移動	佐久間ダム
			河川土砂還元	三春ダム、秋葉ダム、下久保ダムなど

2.3.1 黒部川の連携排砂

黒部川は日本の北陸地域に位置し、図 2-3-1 に示すように流域面積は 682 km²、流路延長は 85 km、落差は 2,924m で、日本有数の急勾配河川（1/5～1/100）である。さらに、黒部川は、花崗岩を中心とする流域の地質も脆弱な部分が多く、流域内には 7,000 箇所もの崩壊地（崩壊面積率：約 5 %）を抱える日本有数の荒廃河川である上に、年平均降水量も 2,400～4,100mm と非常に多いことから、流域での生産・流出土砂量が極めて多い。黒部川の年平均水量は 26.7 億 m³、年平均生産土砂量は 0.02 億トンである。



図 2-3-1 黒部川流域

2.3.2 黒部川の連携排砂・通砂の背景と目的

黒部川流域は、豊富な水量と急流河川であることを利点として、1927 年完成の柳河原発電

所を初めとして、小屋平ダム（1936 年完成，堤高 51.5m，総貯水容量 0.021 億 m^3 ），仙人谷ダム（1940 年完成，堤高 43.5m，総貯水容量 0.0068 億 m^3 ）および黒部ダム（1961 年完成，堤高 186m，総貯水容量 1.99 億 m^3 ）などにより水力発電開発が行われてきた。

黒部川流域の最下流に位置する国土交通省宇奈月ダム（2001 年完成，洪水調節・上水道・発電の多目的ダム）と関西電力出し平ダム（1985 年完成）は，貯水池容量に対して流れ込む土砂量が極めて多いことから，日本では一般的な 100 年堆砂量の確保によるダム計画ではなく，1）洪水調節や発電等のダム本来の機能を持続的に維持すること，2）下流河川・海岸への流砂の連続性確保を含む流域一貫の総合的な土砂管理を行うことを目的として，日本初の本格的な排砂設備（排砂ゲート）を有するダムとして建設された。実際，下流の海岸域では侵食が進行し，離岸堤などのコンクリート構造物でこれを抑えている状況であり，土砂供給の必要性も高い。

先に完成した出し平ダムは 1991 年より単独での排砂を実施しており，また，宇奈月ダム完成後の 2001 年より，両ダムで初めての連携排砂及び連携通砂がスタートした。「排砂」とは，その年の最初の出・洪水時に，流量ピーク後，ダムの貯水位を低下させ，河川の掃流力を利用して貯水池内に堆積している土砂を排砂設備から下流に流すことであり，「通砂」とは，排砂後の出・洪水で新たにダムに流入する土砂をその出・洪水の末期に排砂と同様の操作でそのまま下流に流すことである。

2.3.3 排砂時の計測項目及び評価方法

黒部川の連携排砂では土砂管理による環境影響を適切に把握・評価するために環境調査が重点的に行われている。黒部川の連携排砂はできるだけ自然洪水の形でバランスよく土砂を流すことが主な評価対象であり，また，黒部川においては，河道区間が短く，排砂による影響が速やかに河口・海域にも及ぶことから，これらの領域においても詳細な水質・底質・水生生物などの環境調査が行われていることが特徴的である。

2.3.4 排砂条件と排砂方法

（1）排砂条件

1) ダム条件

宇奈月ダムは 2001 年に建設され，黒部川の山地と扇状地の接地点に位置し，洪水調節，

水力発電、水道水供給などの多目的ダムである。宇奈月ダムの集水面積は 617.5km² で、黒部川流域面積の 90.54%を占めており、上流は出し平ダムと接している。出し平ダムには幅 5.0m×高さ 5.0m の排砂ゲートが二門設置されており、宇奈月ダムにも幅 5.0m×高さ 6.0m の排砂ゲートが二門設置され、両ダムとも貯水池に堆積した土砂を排出する機能を備えている。なお、宇奈月ダムでは高水圧での排砂ゲート開閉に伴う磨耗や閉塞などのリスクを回避するために、予め貯水位を低下させる水位低下用放流設備が別に設けられている。その他のダム諸元を表 2-3-2 に示す。

表 2-3-2 黒部川の排砂に関連するダム諸元

ダム名	建設年	ダム高 (m)	総容量 (億 m ³)	有効容量 (億 m ³)	堆砂容量 (億 m ³)	放流設備	
						名 称	規 格
出し平	1985	76.7	0.0901	0.01657	0.07353	常用洪水吐 排砂設備	幅 10.7m×高 18.75m×3 門 幅 5m×高 5m×2 門
宇奈月	2001	97	0.247	0.127	0.12	クレストゲート 常用洪水吐 排砂設備 水位低下用放流設備 利水放流設備	幅 15m×高 3.0m×2 門 幅 5m×高 8.22m×2 門 幅 5m×高 6.0m×2 門 幅 5m×高 4.7m×1 門 φ 1m×1 門

2) 水文条件 ¹²⁾

連携排砂：6 月から 8 月までに、出し平ダムで 300 m³/s、宇奈月ダムで 400 m³/s のいずれかを上回る最初の出洪水時に合わせて実施する。ただし、融雪期や梅雨期で流量の大きい時期に限り、出し平ダムの流入量が 100 m³/s 以上が継続している状況の下、降雨により流入量が 250 m³/s に達した場合、排砂を実施する。

連携通砂：6 月から 8 月までに、ダム流入量が、出し平ダムで 480 m³/s、宇奈月ダムで 650 m³/s のいずれかを上回る出洪水時に実施する。

3) 下流河道条件

黒部川は、宇奈月ダムから河口までの距離は約 20km であり、愛本狭窄部を経て扇状地に流れ込み、下流河道の平均勾配は 1/100 となっている。現在の河道は約 200 年前に現在の位置に固定されたといわれ、霞堤や各種水制工などによる治水対策が行われてきた。河道内はかつては網状流路を形成していたものの、近年河床低下（1950 年代と 1990 年代を比べると 10 k m 地点の最新河床で 3~4m 低下）による滞筋の固定化と砂州の発達、さらには樹林化が進んでい

る。表 2-3-3 に下流河道各区間の河床材料の中央粒径を示すが、河口付近に至るまで非常に粗いことがわかる。

表 2-3-3 黒部川の宇奈月ダム下流域の河床中央粒径(近似値, 単位:mm)

河口からの距離 (km)	0～5	6～10	11～15	16～20
低水敷の河床粒径	57	73	148	129

(2) 排砂方法¹²⁾

貯水位を低下させるフラッシング排砂方式を採用し、環境影響を軽減することを基本として、一定規模以上の自然洪水の発生に合わせて 2 ダムの排砂ゲートを連携させて全開し、自然状態で放流する。具体的に：

1) 長期間ダム湖内に土砂を貯めず、年に 1 回程度、流量が多くかつ濁りも大きい自然の洪水時に併せて排砂を実施する；

2) 排砂実施前には、前回の排砂以降にダム湖内に堆積した土砂量を測量により求め、目標排砂量を設定する；

3) 排砂に加え、土砂の流入が多い大規模な洪水が発生した場合には、その洪水により新たに流下してくる土砂をそのままダム下流に流す（通砂）。

2004 年には、排砂操作を実施中に自然洪水が発生したことから、排砂を一時中断し、洪水調節を行ったのちに再び貯水位を低下させて通砂を行うという、排砂～洪水調節～通砂の連続排砂も実施された。

2.3.5 黒部川の連携排砂に関する考察

(1) 排砂時の土砂濃度と排砂効率

黒部川の過去 4 年の連携排砂時の出し平ダムと宇奈月ダムの最大浮遊土砂濃度(SS)は、表 2-3-4 に示すようにそれぞれ 90 kg/m³ (90,000mg/l)、22 kg/m³、69 kg/m³、42 kg/m³ と 2.5 kg/m³、5.4 kg/m³、17 kg/m³、6.8 kg/m³ であり、宇奈月ダムの下流域にはこれまでのところはほとんど影響がないと評価されている。

これまでの排砂経緯から、重要な指標として溶存酸素濃度(DO)を同時に監視しているが、堆砂を長期間貯めることなく、また、一定規模以上の自然洪水時に排砂を実施する現在のルールに従えば溶存酸素濃度が大きく低下することはないことが次第に明らかになってきており、土砂濃度についても大きな問題とはなっていない。

表 2-3-4 黒部川の 2004 年までの連携排砂と通砂時の水と土砂収支

年		2001 年	2002 年	2003 年	2004 年
期 間	排砂	6/19-6/23	7/14-7/16	6/28-7/1	7/16-7/18
	通砂	6/30-7/3	—	—	7/18-7/20
放流量 (億 m ³)	出し平	0.46	0.22	0.25	0.50
	宇奈月	0.68	0.40	0.43	0.74
平均流量 (m ³ /s)	出し平	250.6	180.5	229.6	268.9
	宇奈月	310.5	262.6	308.5	295.4
排砂量 (万 t)	出し平	78.7	8.0	11.9	37.4
	宇奈月	4.9	2.8	8.1	24.9
最大 SS 値 (kg/m ³) (×1000mg/l)	出し平直下	90	22	69	42
	宇奈月ダム直下	2.5	5.4	17	6.8
	愛本橋	—	3.8	16	14
	下黒部橋	1.5	2.8	10	11
SS 平均値 (kg/m ³) (×1000mg/l)	出し平直下	15	4.5	7.1	10
	宇奈月ダム直下	0.94	1.3	3.1	3.0
	愛本橋	—	1.1	3.2	5.4
	下黒部橋	0.82	0.91	2.8	4.2
排砂効率(m ³ /t)	出し平	58	270	210	134
	宇奈月	1389	1404	525	298

注：2001 年度の放流量は排砂時の値；2004 年度の放流量は排砂・通砂を含めた値；2004 年度の最大 SS と平均値は排砂時の値。

一方で、排砂時の土砂濃度は直接その排砂効率に影響する。貯水池の有効容量を維持する観点や、土砂の連続性を維持する観点から見ると、限られた水量で所定の効果が得られることが重要である。この観点からは、現段階での出し平ダムの排砂効率は宇奈月ダムよりはるかに高い。出し平ダムの 2001－2004 年度の排砂効率（土砂 1 t を排出するのに要した水量(m³)）はそれぞれ 58, 270, 210, 134 m³/t であり、一方、宇奈月ダムではそれぞれ 1,389, 1,404, 525, 298 m³/t である。宇奈月ダムでは、出し平ダムに比べて貯水容量が大きく水位低下自体に多くの無効放流を伴うために全体として効率が低い。一方、近年は効率が上昇している傾向が見られる。これは宇奈月ダム貯水池内の堆砂デルタがダム堤体に前進し、これまでのように大部分の土砂を貯水池内に堆積させる傾向から、水位低下の早い段階から土砂の排出が盛んに行われ

る状態に移行してきているものと考えられる。

(2) 排砂時間

黒部川の連携排砂と通砂の継続時間を表 2-3-5 に示す。全体からみると出し平ダムでは大体 2 日間から 3 日間、自然流下時間は平均として 16 時間程度で、宇奈月ダムでは全体的に 2.5 日間から 3.5 日間で、自然流下時間は 2004 年度の途中での洪水処理中断を除くと 12 時間を維持している。これは、黒部川の自然の洪水過程の継続時間と大体一致しており、できるだけ自然の状態で排砂するという方針を反映していると考えられる。

表 2-3-5 黒部川連携排砂・通砂の継続時間

ダム名	状 態		2001 年度	2002 年度	2003 年度	2004 年度
出し平	排砂	全体	75 時間 2 分	57 時間 32 分	54 時間 5 分	62 時間 52 分
		自然流下	26 時間 0 分	12 時間 0 分	15 時間 0 分	16 時間 25 分
	通砂	全体	42 時間 22 分	—	—	62 時間 52 分
		自然流下	12 時間 0 分	—	—	10 時間 31 分
宇奈月	排砂	全体	86 時間 30 分	66 時間 0 分	62 時間 25 分	82 時間 26 分
		自然流下	12 時間 0 分	12 時間 0 分	12 時間 0 分	5 時間 26 分
	通砂	全体	54 時間 50 分	—	—	82 時間 26 分
		自然流下	12 時間 0 分	—	—	12 時間 0 分

注：2004 年度では排砂と通砂は連続に行われた。

(3) 排砂粒径

ダム排砂時の排出土砂の粒度分布は流入土砂の粒径や貯水池内に堆積した土砂の粒度分布と直接関係するが、排砂方法によって大きな差が見られる。黒部川の自然流下状態のフラッシング排砂では、排出土砂粒径は直接流入する土砂の粒径、侵食または堆積する量と場所などに左右され、排出土砂の量と質は下流域や海岸を含めた全流砂系の連続性を維持する上で大きな役割を果たすと考えられる。実際に排出される土砂の粒径は掃流砂・浮遊砂・ウォッシュロードの混合となるが、その全容を明らかにすることは容易ではない。現状は、下流各地点で採水された試料の粒度分析結果が行われている状況で、各年度の排砂時の中央粒径を表 2-3-6 に示す。これより、出し平ダムからの排出土砂の粒径は宇奈月ダムより約 2 倍粗く、ほとんどの掃流砂は宇奈月ダムの貯水池内に堆積していることを示している。

表 2-3-6 ダムから排出される土砂粒径

(採水調査によるもののみ) (D₅₀, mm)

ダム名	出し平	宇奈月
2001 年度	0.06～0.07	0.025～0.03
2002 年度	0.06	0.03
2003 年度	0.07	0.035
2004 年度	0.05～0.07	0.03

(4) 効果

黒部川の各年度の連携排砂の目標排出土砂量と実施結果を表 2-3-7 に示す。この表から分かるように、出し平ダムの実績値は 2002 年で計画値より少し小さくなったのを除くと、ほとんど計画値より大きくなっている。これは、出し平ダムの貯水池容量を維持する連携排砂の主な目標を満足していることを示している。宇奈月ダムの場合、貯水池の計画河床高まで堆積して平衡状態に移行するにはまだ数年が必要であり、現在は上流から流入した土砂の大部分が貯水池に捕捉されている。従って、ダム下流域の河床低下や海岸侵食の抑止効果を目的とする流域の総合的な土砂管理の効果は今後期待されることになる。なお、黒部川ダム排砂評価委員会では、ダム貯水池、下流河川及び海域を含めた環境調査結果から、現段階における連携排砂による環境へのマイナス影響はないと評価されている。

表 2-3-7 黒部川連携排砂の排砂量の計画値と実績値の比較(単位:万m³)

ダム名		2001 年度	2002 年度	2003 年度	2004 年度
出し平	計画	58	8	8	17
	実績	59	6	9	29
宇奈月	計画	0	0	0	0
	実績	-49	-24	-47	-78

2.3.6 黒部川の排砂操作における課題

(1) 水系全体での排砂操作への移行

今の段階では、宇奈月ダムは堆砂が進行している途中で、上流の出し平ダムから排出された土砂と洪水時に流入した土砂は一部分だけが宇奈月ダムを通して下流河道に排出され、大部分は宇奈月ダムの貯水池内に堆積している。従って、ある意味では連携排砂中の下流の SS 濃

度が宇奈月ダムに捕捉されているため軽減されていると考えられる。将来、宇奈月ダムの貯水池の河床勾配が一定のレベルを保つようになる場合、出し平ダムから排出された土砂、黒蘆支川から流入する土砂、宇奈月ダム貯水池の侵食による土砂が同時に下流へ流れ込むと、下流域の SS 濃度は今より上昇する可能性があると考えられる。従って、黄河の調水調砂試験も参考に、出し平ダム、宇奈月ダムの連携はもとより、黒蘆支川及び下流支川、さらには黒部ダムなどの上流ダム群との放流連携操作も検討し、排砂時の環境影響を最小にする必要があると考えられる。

(2) 排砂効果の定量的評価

これまでの調査は排砂によるマイナス影響の有無の確認が中心であったが、これからは排砂効率を含めて、流砂の連続性を維持することによるプラス影響の評価が重要になってくると考えられる。そのためには、粒径集団ごとの土砂収支、河床高および河床材料（粒径）の変化、海岸汀線および構成材料（粒径）の変化、河道・河口および沿岸を生息域とする生態系の変化などに着目した調査が期待される。

(3) 排砂効率を向上させる方策の検討

黒部川の場合には、黄河のように効率を過度に追求する必要性は小さい。しかしながら、宇奈月ダムにおいては貯水池容量が大きいために、排砂方法を工夫して、安全であるとともに、効果的な土砂排出方法を検討していく必要がある。その際には、貯水池低下を伴うフラッシング排砂以外に、小浪底ダムで行われているような密度流排出の組み合わせも考えられ、補助工法としての堆積土砂の攪乱手法に関しても基礎的な研究が求められる。

2.3.7 黄河の密度流排出と黒部川の連携排砂の比較

黒部川と黄河の各年度の排砂効率の比較を図 2-3-2 に示す。まず、出し平ダムと小浪底ダムの排砂効率の比較から 2002 年と 2003 年の排砂では小浪底ダムの効率が出し平ダムより高いが、2004 年では出し平ダムのほうが小浪底ダムよりはるかに高い。また、出し平ダムの 2001 年の排砂効率は $58\text{m}^3/\text{t}$ となっており、小浪底ダムの 2002 年と 2004 年よりも高い。これは、出し平ダムの排砂効率は排砂前に貯水池内に堆積した土砂量と排砂時の流入土砂量から決められており、堆積した土砂量が多いほどその排砂効率が高いことが分かる。一方、小浪底ダムの場合、排砂効率はダム操作方法に左右されており、排砂の目標によってその排砂効率に大きな相違が見られる。

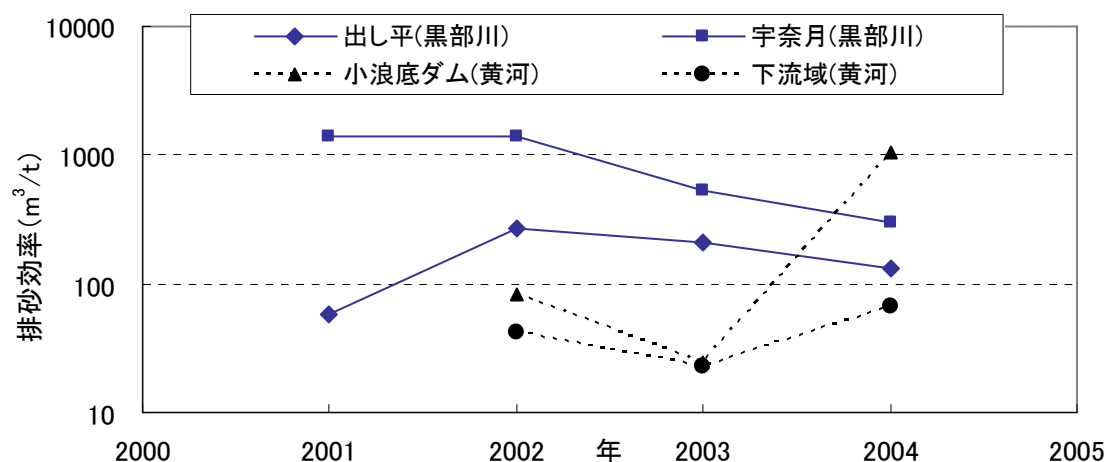


図 2-3-2 黒部川の連携排砂と黄河の調水調砂試験の排砂効率の比較

次に、黒部川の連携排砂と黄河の調水調砂試験の全体の排砂効率を比較すると黄河のほうが黒部川より全体的に高いことが分かる。これは、黒部川の連携排砂の排砂効率は宇奈月ダムの排砂効率から決められており、宇奈月ダムの排砂効率は現時点では、その排砂ゲートを通過する浮遊砂とウォッシュロードから決められている。また、排砂時のウォッシュロードを含めた浮遊土砂濃度は自然流下段階のみ上昇して、排砂初期の水位低下や排砂後期の水位回復段階で大量の清水が放流されているから、全体の排砂効率が低くなっていると考えられる。一方、黄河の調水調砂試験の全体の排砂効率は小浪底ダムの排砂効率と関連するが、主として、河道を流下する流量から決められ、流量が大きいほど、その掃流力が大きくなり、河道からの洗掘量が上昇すると考えられる。ただし、高水敷に水が乗る流量（表 2-2-8）を上回ると大量の土砂が高水敷に堆積するために逆効果となる可能性もある。

2.4 結語

本章では、黄河の調水調砂試験と黒部川の連携排砂について、両者の特徴を明らかにするとともに、今後の課題について検討した。現在の両者の操作方法は、両川の特性に合わせて適切な排砂方法が採用されていると考えられるが、将来、宇奈月ダムおよび小浪底ダムの堆砂が計画堆砂形状に近づくに連れて、土砂濃度や排砂効率のもとより、排出される土砂の粒径なども大きく変化してくることが予想される。これに伴って、新たな課題が生じる可能性もあり、さらに排砂方法を工夫していく必要がある。

黒部川の連携排砂では出し平ダムと宇奈月ダムとも常に貯水位を低下させるフラッシング排砂および通砂方法を採用しているが、黄河で行われているような密度流排砂方法も組み合わせ、貯水位を低下させずに細粒土砂の貯水池通過を促進させる工夫についても、今後、必要な試験を行って導入可能性について検討していく必要がある。

小浪底ダムを中心とする黄河の調水調砂はこれまでの3回の試験に基づき、2005年度から正式運用へ移行し、6月16日から第4回の調水調砂が開始された。小浪底ダムの調水調砂運用は上流からの水の流出と中流からの土砂生産のバランスを調節することにより、下流域の治水安全度の向上と黄河流域の総合的な土砂管理を実現する上で重要な役割を果たすものと期待され、今後は環境との調和の観点からも検討を進める必要がある。

参考文献

- 1) 角哲也：土砂を貯めないダムの実現―流砂系総合土砂管理に向けた黒部川の挑戦，土木学会誌，Vo1. 88, No. 3, pp. 41-44, 2003
- 2) Lisheng SUO : river management and ecosystem conservation, Proceedings of the Ninth International Symposium on River Sedimentation, pp 3-10, China, 2004
- 3) 焦恩沢：黄河水庫泥沙，中国黄河水利出版社，2004
- 4) 2005 中国環境状況公報，国家環境保護総局，2006
- 5) 中国地表水環境質量標準，国家環境保護総局，国家質量監督檢驗檢疫総局，2002
- 6) 汪崗，範昭：黄河水沙变化研究 第一卷（上冊），（下冊），黄河水利出版社 2002
- 7) 例えば，李国英：治理黄河思辨与践行 中国水利水电出版社 黄河水利出版社 2003
- 8) 黄河網, <http://www.yellowriver.gov.cn>
- 9) 李国英ら，中国水利部黄河水利委員会編集 黄河首次調水調砂試験 黄河水利出版社 2003
- 10) 李国英：黄河第三次調水調砂試験的総体設計与実施効果 中国水利 No. 22 pp. 13 - 15, 2004
- 11) 角哲也：日本における貯水池土砂管理，第3回世界水フォーラム，流域一貫の土砂管理セッション報告書，(財)ダム水資源地環境整備センター，pp. 103-118, 2003
- 12) 進藤裕之：黒部川におけるダム排砂，第3回世界水フォーラム，流域一貫の土砂管理セッション報告書，(財)ダム水資源地環境整備センター，pp. 153-163, 2003
- 13) 趙文林：黄河泥沙 黄河水利出版社 1996
- 14) 角哲也：ダム貯水池からの排砂と排砂時の放流水質管理，ダム技術, Vo1. 10, No. 127, pp. 30-38, 2000
- 15) 角哲也：ダム貯水池のフラッシング排砂における排砂効率，ダム工学, Vo1. 10, No. 3, pp. 211-221, 2000
- 16) 国土交通省 北陸地方整備局 黒部河川事務所ホームページ, <http://www.kurobe.go.jp>

第3章 黒薙川流域の降雨に伴う土砂生産予測と評価

3.1 概説

今の段階では、出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂を計画するとき、主に出し平ダム貯水池の堆砂量から排出する土砂量を計算している。しかしながら、宇奈月ダムの堆砂容量は計画河床勾配に近づいており、将来宇奈月ダムの連携排砂時の土砂収支などを計画するためには、あるいは黒部川の連携排砂の実態を明らかにし、より高度な排砂操作を目指すためには、上流域からの洪水流出と土砂生産過程について研究することが重要であると考えられる。

一方、最近降雨観測技術及び計算手法の発達につれて、降雨流出の計算精度は徐々に向上されている。一方、国土数値情報の整備やその精度の向上やパソコンなどハード面の進化につれて、地理情報システム（Geographic Information System）を用いて流域の斜面形状、植生、地質や河道の勾配、長さなどのパラメータを反映した数値流域モデルの作成も可能となり、それを降雨モデルと統合することにより、より精度の高い流出計算や土砂生産モデルを構築することが可能となってきた。

そこで、降雨流出モデルとして、表 3-1-1¹⁾²⁾に示すように、様々なモデルが提案されているが概ね線形と非線形モデルに分けられる。線形モデルとしては降雨強度と流出流量を線形関数として取り扱っている合理式モデルや単位図法などがあり、また非線形モデルでは分布定数モデルと集中定数モデルのように大別され、代表としては Kinematic Wave 法と貯留関数法が挙げられる。

一方、流域の土砂生産を予測するモデルとしては、佐山ら³⁾のセル分布型土砂流出モデルや国土数値情報を用いた砂田⁴⁾の研究などがあるが、主にまず降雨流出計算を行い、次に流域の地形、地質、植生などのデータに基づいて土砂生産を予測する方法である。

そこで、本章では宇奈月ダム上流に位置する黒部川の最大支川であり、かつ土砂生産量も最大である黒薙川流域を対象とし、下流域の河川環境に大きな影響を与える細粒土砂に着目して、その生産過程を検討する。主に GIS を用いて、黒薙川の数値流域モデルを作成し、Kinematic Wave による降雨流出モデルと、黒薙川流域の崩壊地等推移図を用いた簡易な土砂生産モデルを作成する。そして、これらを統合することにより、連携排砂時の宇奈月ダム地点の流量に大きく影響を与える黒薙川流域からの流出量および細粒土砂の流出量の評価及びその予測モデルについて検討を行う。

表 3-1-1 降雨流出モデル^{1),2)}

手 法		適 用	特 色	長 所	短 所
線形モデル	合理式	流量観測値が無く上流に洪水調節施設が存在しない、流域面積50km ² 未満程度が目安。	ピーク流量のみを設定すれば良い場合の手法。土地利用の変化は流出係数により表現可能。	ピーク流量算出が最も簡便であり、適用例が多い。	ハイドログラフを作成することが出来ない、ダム等の貯留施設の計画には用いることが出来ない。また、実測値との検証についても困難である。また、流域面積が大きくなると適用不可。
	合成合理式	流域面積50km ² 未満程度が目安。	合理式のピーク流量を重ねて結合したものであり、ハイドログラフが作成可能。	簡易にハイドログラフが作成可能。	実測値との検証については困難である。また、流域面積が大きくなると適用困難。
	単位図法	流域面積が小さく、降雨の地域分布が一樣と考えられる場合。	単位の時間に降った単位強度の有効雨量によって生ずるハイドログラフ(ユニットグラフ)を重ね合わせて算出する。	計算が比較的簡便であり、水文観測資料の少ない流域についてハイドログラフの作成が可能。	河道貯留の影響が反映されない。流出率の適否を実績洪水流量から検証する必要がある。
非線形モデル	貯留関数法	流域の貯留現象が顕著であり、山地流域が卓越するような河川において適合度が良い。定数の設定を行うための流量観測が行われていることが前提。	貯留高と流出高との間に比較的簡易な式で非線形性を表現した手法。1級河川での適用例が多い。土地利用の変化を考慮した方法も提案されている。	定数検証は主にKとT1で、比較的容易である。流域分割、流出系統作成の巧出が精度にあまり影響しない。	実用的ではあるが、定数について水理学的裏付けが弱い。小出水時の際の定数を用いた場合、大出水時の再現性に問題がある。平地や都市域での適合度に劣る。
	準線形貯留型モデル	将来的に流域内の開発が予想され、大幅な土地利用の変化があり、かつ流域内に雨水貯留・浸透などの流域対策を検討する河川で適用が多い	合理式の洪水到達時間内平均雨量強度の考え方を取り入れ、非線形性を表現した各地目毎の指数単位図である。土地利用別に標準的な定数を用いて算出できるが、実測流量による検証を行うことが望ましい。	地目毎の流出計算結果を合成しており、地目の改変や地目毎の貯留・浸透対策等の効果を扱うことが可能。流域分割、流出系統作成の巧出が特性曲線法ほど精度に影響しない。	山地部のように貯留効果の高い流域では、低減部の流出波形がシャープすぎて再現性に劣る場合がある。地目別定数Cについての総合化の程度に問題を残す。
	特性曲線法(等価粗度法)	将来的に流域内の開発が予想され、大幅な土地利用の変化がある場合に適用が多い。	流域をいくつかの矩形斜面と流路が組み合わされたものと見なした手法。土地利用別に標準的な定数を用いて算出できるが、実測流量による検証を行うことが望ましい。	流域の性状を等価粗度で表すところが特徴的で、土地利用の変化を反映させることが可能。比較的表面流が卓越する都市域について適合度が良い。	他の手法に比べ定数の構成要素が多い、流域分割の大きさや斜面長の取り方の巧出による精度への影響が大きいため、定数設定に手間を要する。

3.2 黒薙川流域のモデル化

3.2.1 黒薙川流域の概要

本研究では、黒部川流域の最大の支川である黒薙川を対象にした。黒薙川流域は、出し平ダムの下流、宇奈月ダムの上流に合流する黒部川最大の支川である。その流域面積は約 117km² であり、小黒部・祖母谷地区とともに黒部川環境整備計画の C ゾーンに属し、中部山岳国立公園特別地域に指定されている自然度が非常に高い流域である。その反面、荒廃状況が著しく、崩壊地が数多く分布しているため、土砂流出も非常に多く、黒部川最大の土砂供給源ともなっている。従って、洪水が発生する度に、大量の土砂が洪水とともに宇奈月ダム貯水池へ流入するため、連携排砂を実施する際の黒薙川流域からの土砂生産量を予測することは非常に重要であると考えられる。

黒薙川流域では北又ダムが建設されているほか、砂防事業が進められている。しかしながら、北又ダムは貯水容量が小さく、流量調節や土砂捕捉能力が小さいことと、黒薙川の砂防ダムは環境影響を考慮して粗粒土砂だけを捕捉する透過式であったりするため、全体の流域に対して人工的な影響が小さく、浮遊土砂の流出および輸送に対しては比較的影響が小さいと考えられる。

3.2.2 黒薙川流域のモデル化

ここでは、地理情報システムとして ESRI (Environmental System Research Institute) 社の ArcViwe8.3 及びその Spatial Analyst エクステンションを用いて、国土地理院の 1996 年 7 月に発行した数値地図 50m メッシュ (標高) 日本Ⅱのデータから図 3-2-1 示すような黒部川流域の河道網モデルを構築し、さらにこの黒部川流域モデルから黒薙川流域モデルを取り出した (図 3-2-2 に示す)。その黒薙川流域を 27 個の支流域に分割し (図 3-2-2 に示す)、支流ごとをさらに河道で 54 個の斜面に分割した。図 3-2-3 は黒薙川流域の斜面勾配の解析結果であり、黒部川全流域から見ると急勾配斜面が多いことが分かる。各斜面の面積と河道の長さから両斜面の長さを計算した結果を表 3-2-1 に示す。

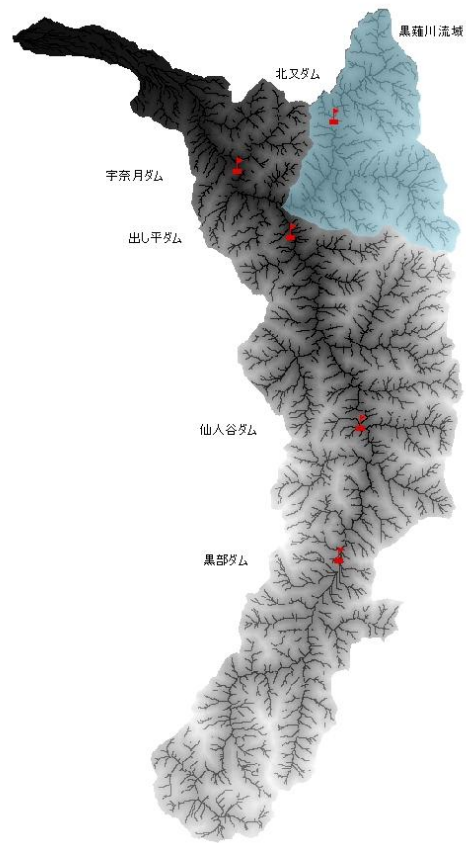


図 3-2-1 黒部川流域のモデル化

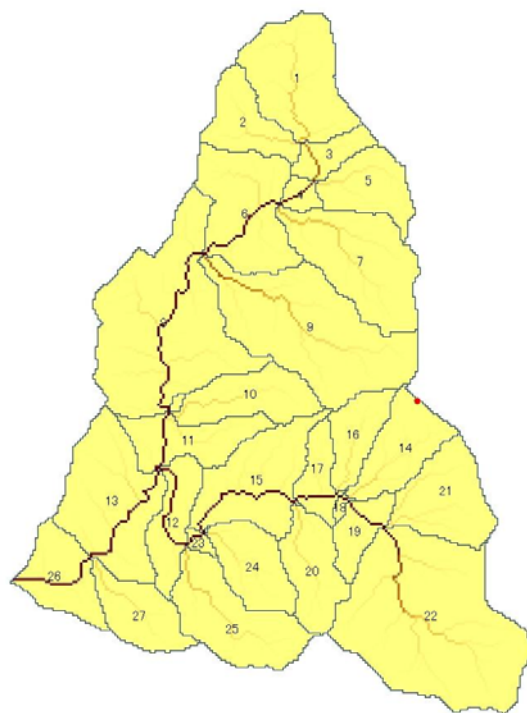


図 3-2-2 黒薙川流域のモデル化その分割

表 3-2-1 黒薙川流域の斜面と河道のデータ

支流域 ブロック番号	左斜面				右斜面				河道長さ (m)
	等価 粗度	面積 (km ²)	勾配	土地利 用番号	等価 粗度	面積 (km ²)	勾配	土地利 用番号	
1	1.5	3.87	0.1572	3	1.5	2.04	0.1550	3	4773
2	1.5	1.10	0.1616	3	1.5	1.69	0.1611	3	3407
3	1.5	1.02	0.1592	3	1.5	0.36	0.1653	3	1159
4	1.5	1.83	0.1447	3	1.5	1.09	0.1264	3	3935
5	1.5	0.36	0.1820	3	1.5	0.28	0.1821	3	1124
6	1.5	2.75	0.1610	3	1.5	3.61	0.1448	3	5292
7	1.5	2.06	0.1552	3	1.5	3.53	0.1685	3	2607
8	1.5	5.99	0.1571	3	1.5	4.16	0.1565	3	7130
9	1.5	4.26	0.1657	3	1.5	7.72	0.1640	3	5161
10	1.5	1.58	0.1793	3	1.5	1.84	0.1697	3	4640
11	1.5	2.08	0.1706	3	1.5	1.18	0.1864	3	1674
12	1.5	1.35	0.1949	3	1.5	1.25	0.2024	3	2663
13	1.5	1.90	0.2005	3	1.5	4.89	0.1992	3	3387
14	1.5	1.46	0.2006	3	1.5	1.49	0.2092	3	3951
15	1.5	1.54	0.2012	3	1.5	1.62	0.2105	3	2316
16	1.5	7.44	0.1738	3	1.5	6.90	0.1578	3	6819
17	1.5	3.21	0.1604	3	1.5	1.01	0.1185	3	3347
18	1.5	1.18	0.1709	3	1.5	0.55	0.1348	3	1209
19	1.5	1.49	0.1168	3	1.5	1.92	0.1446	3	3653
20	1.5	0.14	0.1763	3	1.5	0.03	0.1160	3	290
21	1.5	0.99	0.1629	3	1.5	1.31	0.1663	3	3397
22	1.5	0.41	0.2120	3	1.5	1.28	0.1748	3	1144
23	1.5	1.24	0.1681	3	1.5	2.00	0.1632	3	3771
24	1.5	1.57	0.1854	3	1.5	3.69	0.1685	3	3296
25	1.5	1.17	0.1961	3	1.5	1.93	0.1865	3	3076
26	1.5	0.21	0.1989	3	1.5	0.10	0.2071	3	555
27	1.5	2.87	0.1842	3	1.5	2.26	0.1823	3	5286

注：ここで、土地利用番号 3 は山地流域を代表する。

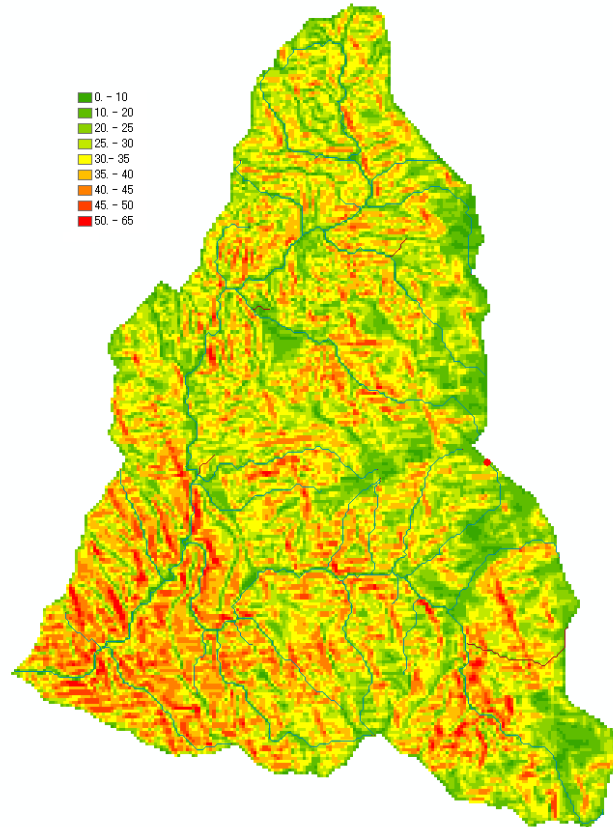


図 3-2-3 黒薙川流域の勾配(単位:度)

3.2.3 黒薙川流域の崩壊地等推移図の取り込み

ここで、黒部川河川事務所が 1998 年 3 月に作成した黒部川流域図の中、黒薙川流域に関わる No.1～No. 7 をスキャナで読み取って統合することにより、図 3-2-4 に示すような黒薙流域の崩壊地等推移図を作成し、さらに黒薙川の数値流域モデルに取り込み、各支流域における崩壊地データを作成した (図 3-2-5 に示す)。このようなスキャナで読み取った各図を統合するときに多少誤差が生じる一方、それを Arc View8.3 を用いて作成した黒薙川の数値流域モデルに取り込むときや取り込んだ図面から崩壊地を特定するときにも多少誤差が生じる。しかしながら、図 3-2-4 から分かるように、Arc View8.3 で作成した黒薙川流域外線と取り込んだあとの崩壊地等推移図における黒薙流域及び河道水路はほぼ一致しており、各支流域における崩壊地の面積は 3.84km^2 に対して、特定した崩壊地の面積は 3.75 km^2 であり、その誤差は約 2.34% である。なお、それらの全流域に対する比率はそれぞれ 3.28% と 3.21% であることから計算結果には殆ど影響しないと考えられる。

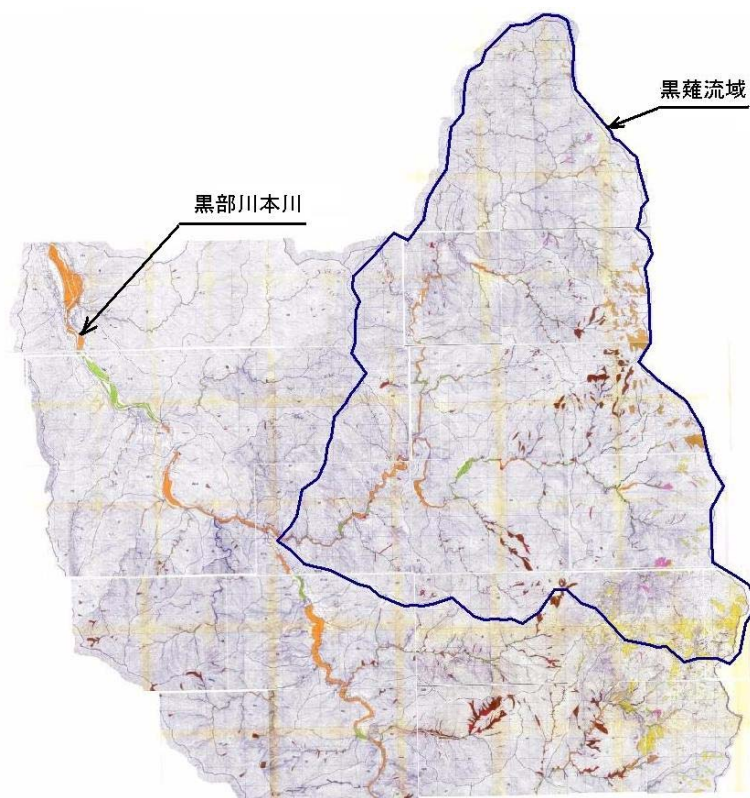


図 3-2-4 スキャナした黒薙流域の崩壊地等推移図

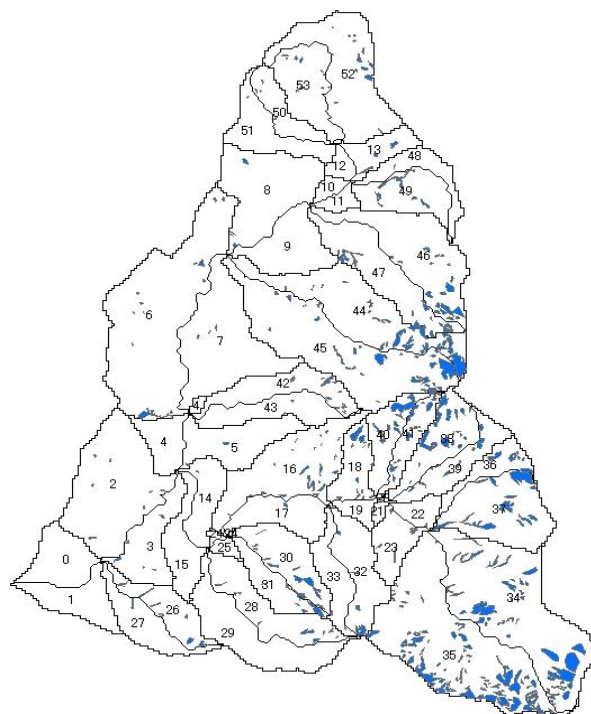


図 3-2-5 黒薙流域の各斜面における崩壊地の特定

3.3 降雨流出計算

黒薙川流域の微細粒土砂生産を予測するためには、まず降雨流出解析を行う必要がある。降雨流出解析は主に降雨と流域条件を入力条件として、流域の下流における基準点のハイドログラフを求めることであり、表 3-1-1 に示したように様々な流出方法が提案されている。ここでは、黒部川連携排砂・通砂は大体 2 日から 3 日間で行われている（表 2-3-5 黒部川連携排砂・通砂の継続時間）ため、連携排砂・通砂に関わる洪水はその時の降雨による表面流出が支配的に影響すると考えられ、一方、浸透による流域からの中間流出や地下流出は中または長時間の流量に影響があるものとして、ここでは特に考慮しない。

そこで、表面流出の計算は比較的 GIS と適用性が高い分布型モデルを選択し、近森^{5),6)}により開発された Kinematic Wave 法による洪水流出計算特性曲線法のプログラムを使用した。

3.3.1 Kinematic Wave 法による洪水流出の計算

(1) 基礎式

Kinematic Wave 法では、洪水流出現象を斜面上の雨水流とそれらを集めて流下する河道の流れから成立するものと仮定し、次のように計算している。

1) 斜面上における計算

a) 連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \quad (0 \leq x \leq L) \quad (3-3-1)$$

b) 運動方程式

$$q = \alpha h^m \quad (3-3-2)$$

ここで、 t : 時間、 x : 斜面上流端からの距離、 h : 水深、 q : 斜面単位幅流量、 r_e : 有効雨量、 L : 斜面長； α 、 m : 流れの形態で決まる定数であり、(3-3-3)式と(3-3-4)式で計算している。

$$\alpha = \frac{\sqrt{i}}{N} \quad (3-3-3)$$

$$m = \frac{5}{3} \quad (3-3-4)$$

ここで、 i : 斜面勾配, N : 斜面の等価粗度, 取り扱う流域は全部山地であるため, $N = 1.5$ ($\text{m}^{-1/3}\text{s}$) とする.

2) 河道における計算

a) 連続式

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (0 \leq x \leq L_c) \quad (3-3-5)$$

b) 運動方程式

$$Q = GW^M \quad (3-3-6)$$

ここで, W : 河道流断面積, Q : 河道流量, L_c : 河道長, G, M : 流れの形態で決まる定数である.

(2) 河道流定数の取扱

河道流定数 G, M は, 洪水期間中の Q と W の観測値の関係から求めることができる. しかし, 黒薙川流域の場合, 実測流量データが無いため, 別の推定法として次のような方法を用いた. まず, 河道流の流速が Manning 則で表されると仮定すると,

$$Q = \frac{1}{n} WR^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (3-3-7)$$

となる. ここに, n は河道の粗度係数, R は径深(m), I は河道勾配. ここで径深 R を, 定数 K_1 および Z を用いて

$$R = K_1 W^Z \quad (3-3-8)$$

とおき, 式(3-3-7) に代入して整理すると, 式(3-3-6) における河道定数 G, M は以下のように表現できる.

$$G = \frac{K_1^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (3-3-9)$$

$$M = 1 + \frac{2}{3} Z \quad (3-3-10)$$

すなわち, 河道断面から (3-3-8) 式の定数 K_1 と Z を推定し, 河道勾配 I と河道粗度 n

が分かれば、 G, M を算定することができる。

ここで、河道の断面形状を河道幅が水深の 2 倍と仮定する。このことは、例えば水深が 1
及び 2 の場合、式 $R = K_1 W^Z$ に代入して $4 = K_1 2^Z$, $8 = K_1 8^Z$ と求められ、 $K_1 = \frac{4}{\sqrt{2}}$,
 $Z = 0.5$ と仮定したものと等価となる。従って、得られた K_1 と Z を(3-3-9)式と(3-3-10)
に代入して河道流定数 G と M を計算した結果を表 3-3-1 に示す。

表 3-3-1 河道流定数の計算結果

支流域ブロック番号	河道の勾配 I	粗度係数 n	G 定数	M 定数
1	0.1303	0.05	14.4388	1.3333
2	0.1723	0.05	16.6036	1.3333
3	0.1019	0.05	12.7691	1.3333
4	0.2414	0.05	19.6530	1.3333
5	0.1614	0.05	16.0717	1.3333
6	0.2636	0.05	20.5368	1.3333
7	0.1704	0.05	16.5118	1.3333
8	0.2334	0.05	19.3246	1.3333
9	0.1689	0.05	16.4396	1.3333
10	0.3174	0.05	22.5353	1.3333
11	0.2774	0.05	21.0659	1.3333
12	0.2106	0.05	18.3560	1.3333
13	0.1708	0.05	16.5311	1.3333
14	0.3523	0.05	23.7419	1.3333
15	0.1058	0.05	13.0096	1.3333
16	0.2399	0.05	19.5918	1.3333
17	0.3128	0.05	22.3714	1.3333
18	0.1398	0.05	14.9584	1.3333
19	0.3238	0.05	22.7614	1.3333
20	0.0961	0.05	12.4018	1.3333
21	0.3686	0.05	24.2850	1.3333
22	0.2414	0.05	19.6539	1.3333
23	0.3566	0.05	23.8864	1.3333
24	0.1823	0.05	17.0793	1.3333
25	0.4792	0.05	27.6897	1.3333
26	0.1711	0.05	16.5450	1.3333
27	0.3114	0.05	22.3213	1.3333

3.3.2 降雨流出の計算結果

(1) 降雨量の計算

黒薙川流域では、黒薙と北又の二つの雨量観測点が設置されているが、黒薙川の流域面積（117km²）に対して観測点が少ない。そのため、黒薙川流域周辺に設置されている計 84 個のアメダス観測点（図 3-3-1 に示す）のデータをもとに、ESRI®ArcGIS の Spatial Analyst エクステンションの Inverse Distance Weighted 法を用いて降雨量の内挿計算を行い、黒薙川流域の 27 支流域ごとの平均降雨量を計算した。なお、各アメダス観測地点の降雨データはそのピーク値の前後を合わせ 3 日間～4 日間のデータを気象庁のホームページから取得して用いた。

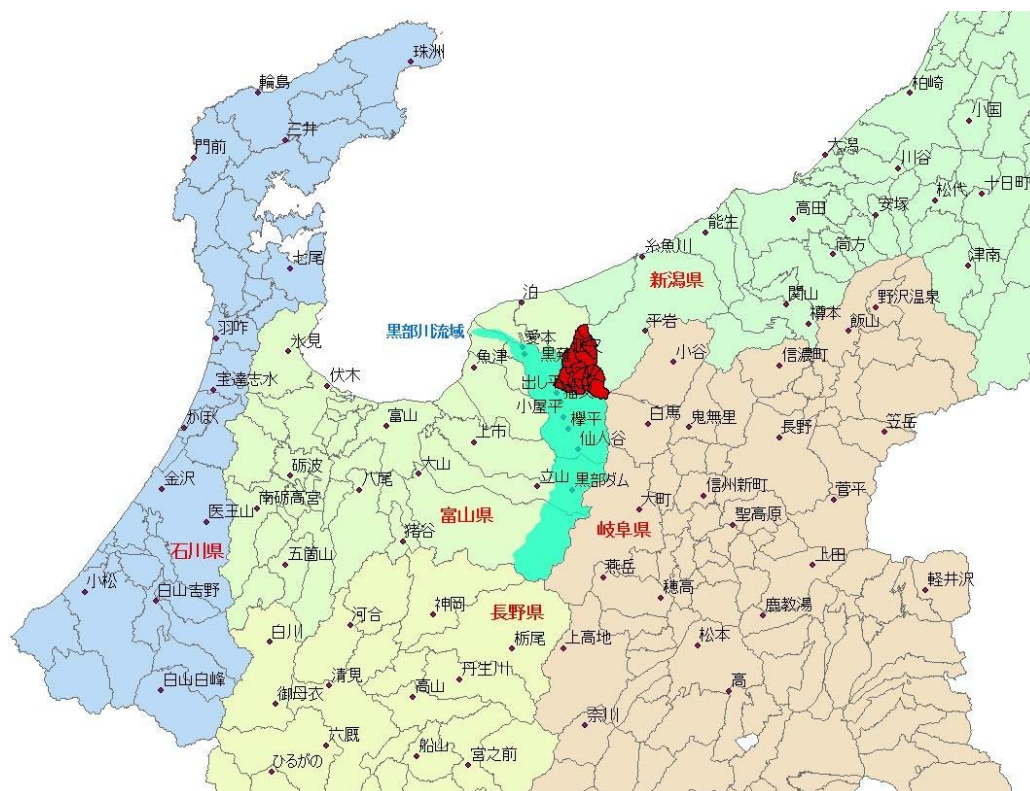


図 3-3-1 アメダス観測点

(2) 有効雨量の計算

アメダスデータや観測点で得られた降雨データを用いて洪水流出を計算するとき、その降雨データを有効雨量に換算する必要がある。有効雨量の計算方法はハイドログラフ分離法や雨水保留量曲線⁷⁾などがある。ここでは、雨水保留量曲線方法の中で一番簡単な初期損失方法を採用した。つまり、黒薮川流域の場合、雨が降り始めてから8時間にかけて、時間ごとに3mm、

合計 24mm の降雨損失が発生し、その次に降った雨は全部流出すると設定した。このような方法で、2005 年の 6 月 27 日～6 月 30 日までの有効雨量の計算結果を表 3-3-2、2006 年 6 月 30～7 月 2 日までの有効雨量の計算結果を表 3-3-3 に示す。

表 3-3-2 2005 年 6 月 27～6 月 30 日までの黒薙流域における有効降雨量(mm)

支流 域 番 号	6/27 0:00～24:00		6/28 1:00～24:00		6/29 0:00～24:00		6/30 1:00～24:00	
	累計雨量	最大時間雨量	累計雨量	最大時間雨量	累計雨量	最大時間雨量	累計雨量	最大時間雨量
1	13.5	2.7	180.7	22.2	35.6	10.5	63.7	12.5
2	14.3	2.8	188.8	23.6	37.4	11.3	66.3	12.5
3	14.7	2.8	187.0	23.0	36.6	10.7	65.2	12.5
4	15.2	2.9	184.4	22.3	36.0	10.7	64.0	12.5
5	15.4	3.0	193.9	24.1	38.3	11.5	67.2	12.5
6	18.1	3.2	194.3	23.4	38.1	11.2	66.6	12.1
7	13.7	2.9	197.2	25.1	38.6	12.7	68.4	12.9
8	16.8	3.2	199.7	24.6	39.1	11.6	67.9	12.2
9	10.4	2.6	200.7	26.3	40.1	14.0	69.9	13.1
10	14.7	3.0	201.1	25.2	41.1	12.5	67.4	11.6
11	11.1	2.4	195.9	24.5	45.2	16.7	64.9	10.6
12	23.1	4.8	208.7	24.6	44.8	16.2	62.0	11.1
13	20.8	4.4	206.1	24.4	46.5	17.9	60.4	11.6
14	41.7	9.0	230.6	25.3	45.6	16.0	57.7	11.9
15	36.6	8.1	227.7	25.3	46.0	16.6	52.9	11.4
16	42.2	7.3	211.9	22.4	39.1	12.1	69.1	12.0
17	31.5	5.5	200.5	22.1	38.0	11.8	66.7	10.6
18	32.3	6.0	208.6	23.4	40.3	12.8	66.1	11.0
19	27.7	4.9	201.2	22.8	38.9	12.1	66.4	10.6
20	29.2	5.5	207.7	23.7	40.7	13.0	65.9	10.7
21	24.5	4.5	202.7	23.6	39.9	12.5	66.3	10.7
22	26.5	5.0	207.2	24.1	41.1	13.2	65.8	10.5
23	36.7	7.0	217.0	24.1	42.1	13.6	66.6	11.6
24	22.9	4.4	206.6	24.5	42.4	14.1	65.0	10.4
25	34.2	6.8	217.1	24.5	43.1	14.5	64.3	11.4
26	27.2	5.6	212.0	24.6	43.9	15.4	62.4	11.1
27	41.7	8.3	225.2	24.7	43.7	14.7	63.8	12.0

表 3-3-3 2006 年 6 月 30～7 月 2 日までの黒薙流域における有効降雨量(mm)

支流域番号	2006/6/30 0:00～24:00		2006/7/1 1:00～24:00		2006/7/2 0:00～24:00	
	累計雨量	最大時間雨量	累計雨量	最大時間雨量	累計雨量	最大時間雨量
1	5.3	3.1	81.5	10.7	37.7	7.9
2	5.2	3.2	84.2	10.2	40.6	8.6
3	5.1	3.1	82.7	10.4	39.0	8.2
4	4.9	3.1	84.9	10.1	41.6	8.8
5	4.8	3.0	81.9	10.4	38.3	8.0
6	5.0	3.1	86.7	10.8	44.4	9.5
7	4.6	2.9	83.0	10.4	39.4	8.3
8	5.0	3.0	88.2	11.2	47.2	10.4
9	4.7	3.0	85.3	10.2	42.3	9.0
10	4.8	3.0	85.2	11.8	41.6	9.1
11	4.8	3.0	82.7	14.8	38.4	8.8
12	4.5	2.9	82.7	13.8	36.4	7.9
13	4.6	2.9	79.9	15.9	33.9	7.7
14	4.2	2.7	81.9	11.2	37.2	7.8
15	4.6	3.0	84.0	12.4	38.4	8.3
16	4.4	2.8	83.3	11.4	38.4	8.1
17	4.5	2.9	84.0	11.8	38.1	8.1
18	4.2	2.8	83.5	11.8	37.3	7.8
19	4.1	2.8	83.2	11.7	37.0	7.7
20	4.2	2.8	85.1	12.0	37.4	7.8
21	4.1	2.7	80.7	11.1	36.1	7.4
22	4.0	2.6	81.9	11.4	36.1	7.4
23	4.3	2.9	84.0	12.7	36.6	7.7
24	4.2	2.9	85.0	12.4	37.2	7.8
25	4.1	2.8	86.2	12.3	36.8	7.5
26	4.1	2.5	78.7	10.6	34.4	9.3
27	4.0	2.7	84.4	11.4	36.2	7.1

(3) 降雨流出計算結果と考察

2005 年度と 2006 年度の連携排砂時の黒薙川の降雨流出の計算結果を図 3-3-2~5 に示す。ここでは、黒薙川の流量は二つの方法で観測されている。即ち、黒薙川の下流地点の水位を計測することにより流量を計算する方法と宇奈月ダム貯水池の流入量から出し平ダムの放流量を差し引いて計算する方法である。

図 3-3-2 と図 3-3-3 から分かるように、2005 年の計算結果では、H~Q 式から計算した観測値と降雨流出モデルによる計算値には大きな差が生じているが、2 ダム流量の差し引き値から計算した観測値と降雨流出モデルによる計算値はほぼ一致している。一方、図 3-3-4 と図 3-3-5 に示すように、2006 年の計算結果から H~Q 式で計算した観測値と降雨流出モデルによる計算値はほぼ一致しているが、差し引き値から計算した観測値と降雨流出モデルによる計算値には多少誤差が生じていることが分かる。

以上のような相違が生じた理由としては、現在の黒薙川の下流地点の H~Q 式の適用には限界があり、ある水位を上回る洪水が発生した場合には推定値で表しているために図 3-3-2 のような大きな差が生じたと考えられる。従って、現状では、黒薙川の流量が大きい場合には黒薙川の流量を宇奈月ダム貯水池の流入流量から出し平ダムの放流流量を差し引いて計算する方法の精度が高いと考えられる。一方、黒薙川の流量が小さい場合には H~Q 式による精度が高くなり、差し引き値から計算する方法では、出し平ダム下流と宇奈月ダム上流の間の黒薙川以外の支川の流量を無視しているために図 3-3-5 のような差が生じたと考えられる。以上のように、黒薙川の流量算出方法には改善の余地が多い。

今回使用したプログラムは表面流のみを考慮したため、2005 年の計算（図 3-3-3）では 28 日に降った大雨は黒薙川流域の地下流にも貢献し流出し、計算結果の後半に誤差が生じたと考えられる。一方、2006 年の計算結果（図 3-3-5）は全体的に実測値とほぼ一致している。これより、黒部川の連携排砂時の降雨について、長期間続かない限り、このモデルで黒薙川の降雨流出を予測することが可能であると考えられる。

さらに、この計算から、流出流量のピーク値は降雨量のピーク値より約 4 時間遅れて現れていることが分かる。従って、宇奈月ダムの連携排砂または通砂を実施するかどうかの判断を行う場合には、黒薙川流域の実績降雨量から流出計算を行うための余裕時間があると考えられる。

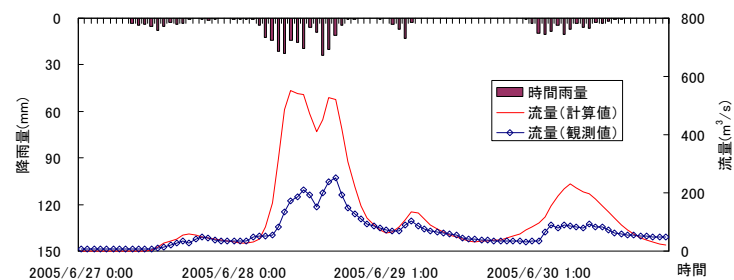


図 3-3-2 2005 年黒部川連携排砂時の黒薙川の流出計算(観測値は H~Q 式値)

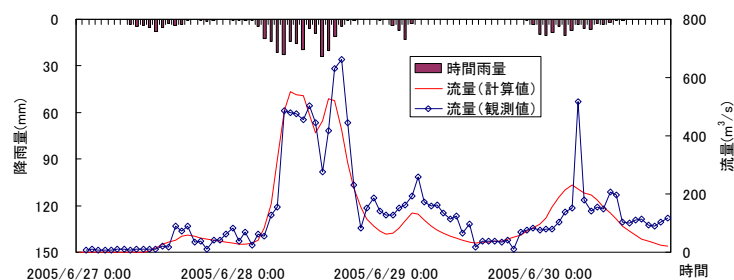


図 3-3-3 2005 年黒部川連携排砂時の黒薙川の流出計算(観測値は差し引き値)

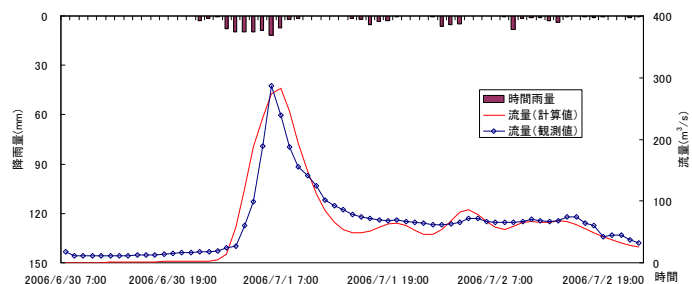


図 3-3-4 2006 年黒部川連携排砂時の黒薙川の流出計算(観測値は H~Q 式値)

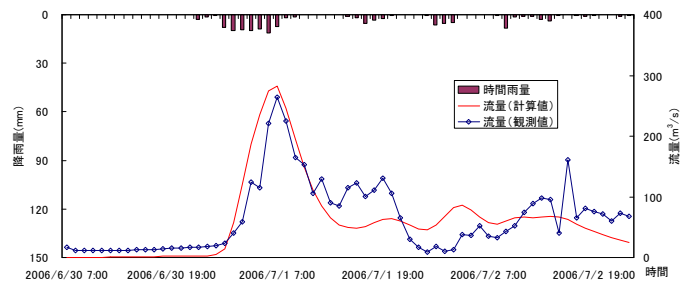


図 3-3-5 2006 年黒部川連携排砂時の黒薙川の流出計算(観測値は差し引き値)

3.4 降雨流出に伴うSSの計算

降雨に伴う SS の計算は降雨流出計算と同様に行った．つまり，黒薙川流域の本川と合流する地点における SS は主にその流域の崩壊地から生産された微細粒土砂であり，一旦生産された微細粒土砂は途中で堆積せずに水の流れとともに下流へ流下すると設定する．

3.4.1 SS流出計算の基礎式

(1) 連続式

微細粒土砂の連続式は水の連続式(3-3-1)と同じ形で，(3-4-1)式で計算する．

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = h_{se} \quad (0 \leq x \leq L) \quad (3-4-1)$$

ここで， h_s は斜面における土砂の厚さ， q_s は土砂量， h_{se} は単位時間当たりの土砂侵食量で，(3-4-2)式で計算する．

$$h_{se} = k \times r_e \quad (3-4-2)$$

ここで， k は細粒土砂流出係数である．ここでは，土砂生産は一定以上の有効雨量が土砂生産に貢献し，それ以下の有効雨量は土砂生産には殆ど貢献なしと仮定する．一方，SS のピーク値はその時の土砂量と崩壊地の面積の比率で逆推定した．例えば，2005 年の黒部川連携排砂時の黒薙川の SS ピーク値の土砂量と，崩壊地の面積，その時の流域平均有効雨量の関係から逆推定し， $k=0.18$ ，2006 年の場合 $k=0.30$ と設定した．なお，この両年の k の値の差については，2006 年には黒薙川流域で大きな崩壊地（内山ハゲ）が発生し，新しい崩壊地は降雨に伴う SS の流出には大きな影響を与えるからと考えられる．

(2) 運動方程式

河道における土砂の運動を水と同じように取り扱い，(3-4-3)式で計算する．

$$Q_s = G_s W_s^{M_s} \quad (0 \leq x \leq L_c) \quad (3-4-3)$$

ここで， W_s ：河道における流砂の面積， Q_s ：流砂量， L_c ：河道長， G_s, M_s ：土砂流れの形態で決まる定数であるが，ここで， $G_s = G$ ， $M_s = M$ とした．

(3) 黒薙基準点における SS の計算式

下流の黒薙基準点における SS (mg/l) は (3-4-4) 式を用いて計算する.

$$SS = \frac{Q_s}{Q} \times \rho_s / 1000 \quad (3-4-4)$$

ここで, ρ_s は土砂の密度で, ここで $\rho_s = 2650$ (kg/m³) とする.

3.4.2 SSの計算結果とその考察

2005 年度と 2006 年度の連携排砂時の黒薙川の降雨流出に伴う SS の計算結果を図 3-4-1 と図 3-4-2 に示す. これらの図から分かるように, 両年の再現計算では, 前半の波形が観測値とよく一致しているが, 後半の計算値は観測値より大きく評価されている. その原因としては, 降雨流出計算では洪水ピーク値以降の計算は多少小さく評価されていることと, 土砂流出係数 k は必ずしも全過程で同じと言えないことなどが挙げられる.

黒部川の連携排砂は 2006 年現在で既に 6 年目になっている. 宇奈月ダム貯水池の堆砂容量の減少につれて, 連携排砂時の捕捉率が低くなり, ダム下流へ大量の土砂が流下するようになっている. そこで, 連携排砂による河川とダムの土砂収支や黒部川の下流域の土砂の連続性の回復を実現するための予測および評価を行うときにおいて, 黒薙川流域からの土砂流出計算は非常に重要であると考えられる.

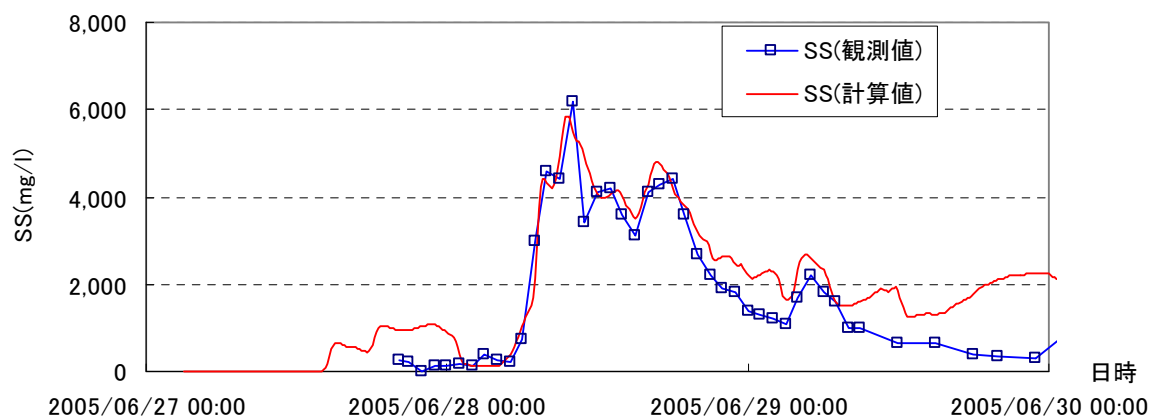


図 3-4-1 2005 年黒部川連携排砂時の黒薙川の SS の計算

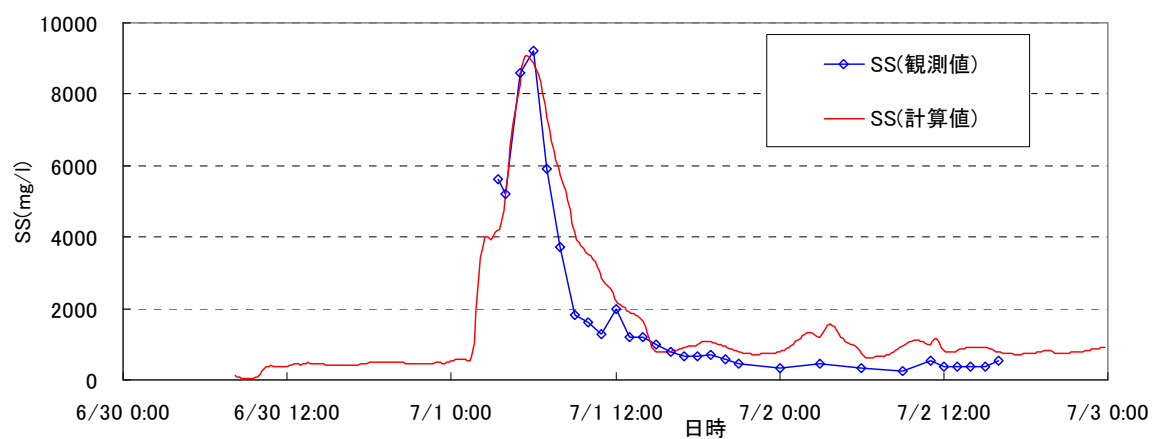


図 3-4-2 2006 年黒部川連携排砂時の黒薙川の SS の計算

3.5 黒部川連携排砂時の出し平ダム放流SSと黒薙川の流出SSの特徴

図 3-5-1 と図 3-5-2 に 2005 年と 2006 年の連携排砂時の出し平ダム放流 SS、黒薙川流出 SS と宇奈月ダム流入 SS の時間変化を示す。ここで、宇奈月ダム流入 SS は、出し平ダム放流 SS と黒薙川流出 SS にそれぞれの流量の重みを付けて推定したものである。

2005 年は、降雨により排砂実施が決定されて出し平ダムの水位低下が開始された直後に再びまとまった降雨が発生したために、出し平ダム放流 SS のピーク値（6 月 28 日 10:00 の 35,000mg/l）とこの降雨により黒薙川流域から流出した SS のピーク値（6 月 28 日 10:00 の 6,200mg/l）が重なり、宇奈月ダム貯水池へ流入した（6 月 28 日 10:00 の 21,700mg/l）ことが分かる。一方、2006 年では、排砂開始を決定した降雨により黒薙川流域から流出した SS のピーク値（9,200mg/l）が 7 月 1 日 6:00 に現れたのに対し、出し平ダムの水位低下につれて上昇した放流 SS のピーク値（27,000mg/l）は 7 月 1 日 23:00 に現れ、この二つのピーク値は一定の時間遅れを持って二山の SS ピークとなって宇奈月ダム貯水池へ流入したことが分かる。

そこで、連携排砂・通砂時の宇奈月ダムの下流域に対する環境影響や排砂効率を考慮したダム操作を行うためには、出し平ダムの放流 SS と黒薙川からの流出 SS の予測と制御は非常に重要であると考えられる。しかしながら、黒薙川は自然河川であるため、その流出 SS は完全に降雨流出により決定される。従って、連携排砂時の宇奈月ダム貯水池への流入 SS の予測と制御を行うためには、黒薙川の SS の流出予測の精度を向上させ、これを踏まえた出し平ダムの排砂ゲートの操作のタイミングを検討することは非常に重要であると考えられる。

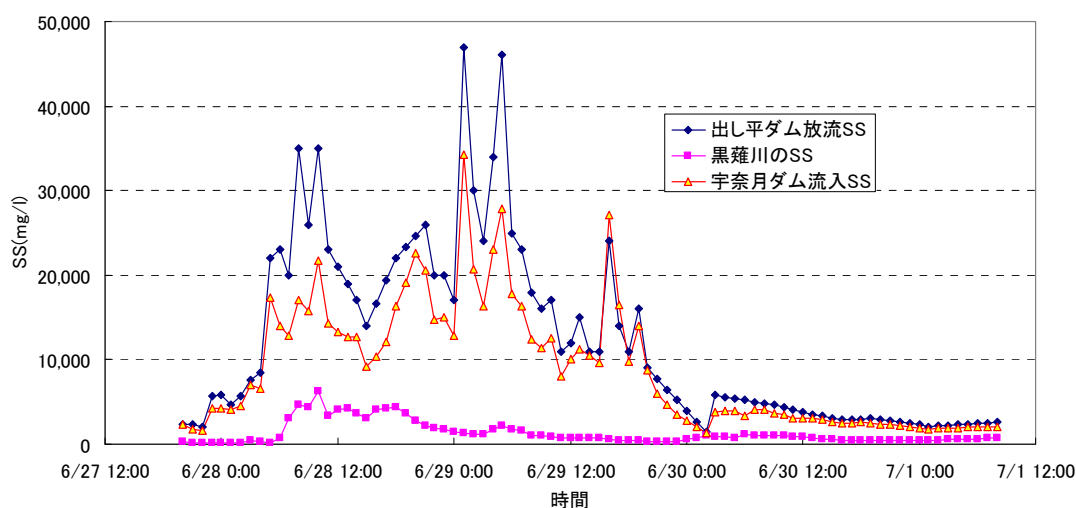


図 3-5-1 2005 年の出し平ダム放流 SS 黒薙川流出 SS と宇奈月ダム流入 SS

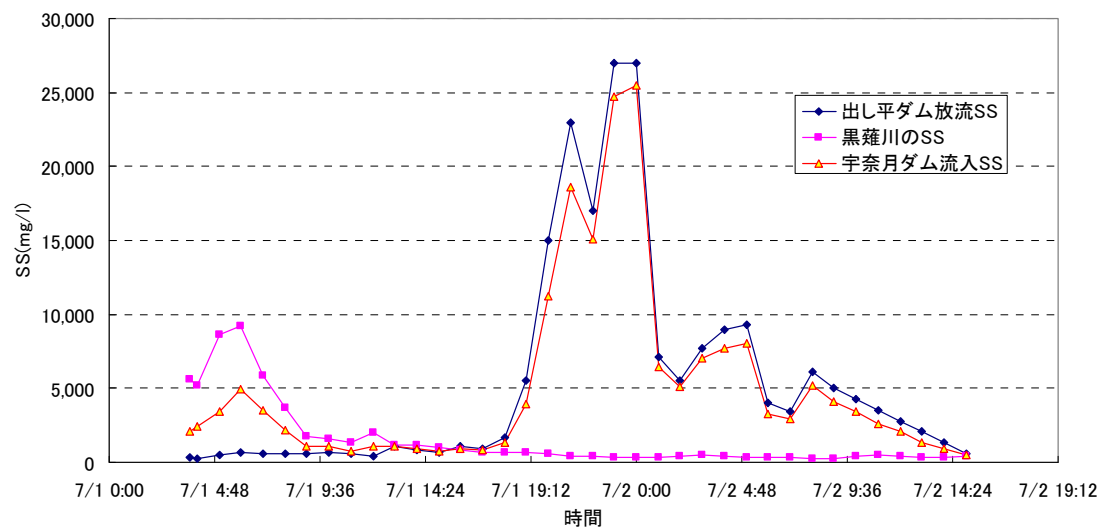


図 3-5-2 2006 年の出し平ダム放流 SS 黒薙川流出 SS と宇奈月ダム流入 SS

3.6 結語

本章では、黒部川の最大支川である黒蘆川流域をモデル化し、降雨による洪水流出および土砂流出計算を行い、以下のような結果が得られた。

まず、ESRI の ArcView8.3 および Spatial Analyst エクステンションを用いて黒部川流域の河道網を作成し、その中から黒蘆川流域を取り出した。そして、黒蘆川流域を 27 の支流域に分割して、各支流域の斜面面積、平均勾配及び河道長さ、勾配などを計算し、数値流域モデルを作成した。その上に、黒蘆川流域の崩壊地地図を取り込み、支流域の斜面ごとの崩壊地面積を集計した。

次に、黒蘆川の数値流域モデルで得られたデータを用いて、Kinematic Wave 法による降雨流出計算を行った。その結果、2005 年と 2006 年の黒部川の連携排砂時の黒蘆川の降雨流出が再現され、洪水の予測モデルとしては信頼性があることが確認され、黒部川の連携排砂・通砂を実施するかどうかの根拠になることが期待される。

さらに、降雨流出に伴う SS 流出モデルを作成し、黒蘆川の支流域における斜面ごとの崩壊地データを用いて、連携排砂時の降雨に伴う SS の生産の再現計算を行った。その結果、2005 および 2006 年の SS 波形は概ね良好な再現性が得られた。なお、SS 波形の再現において、有効雨量による SS の流出係数 (k) は年毎の崩壊地の面積やその時間、場所などいろいろな因子と関連するため、今後観測データの蓄積により精度の向上が必要である。また、2006 年には黒蘆川流域で大きな崩壊地（内山ハゲ）が発生し、このような新しい崩壊地に伴う SS の流出形態の変化に関する詳細な検討が求められる。

最後に、黒部川の連携排砂時の出し平ダムの放流 SS と黒蘆川からの流出 SS の時間変化の分析を行った。その結果、黒蘆川の流出 SS と出し平ダムのダム操作のタイミングは宇奈月ダムのダム操作に大きな影響があることが明らかとなった。宇奈月ダムでは、安全性や効率性を考慮したダム排砂操作を実施するために、今の段階で実施している操作方法をこれら情報をもとにさらに高度化する必要があると考えられる。

なお、この研究では、黒蘆川流域の SS は主に流域の崩壊地条件と降雨強度により生産されるものと仮定した。しかし、実際の流域における SS の生産とその下流への流れは非常に複雑である。特に、流域には崩壊地のほかに多量の裸地が存在し、その風化や凍結融解による土砂生産^{8),9)}や河道に堆積した微細粒土砂の巻き上げなどが SS に大きな影響があると考えられる。従って、今後、黒蘆流域全体の地質情報などを反映した SS 流出モデルを作成する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 島根県土木部河川課, 河川改修計画実施要領, p.28, 2003
- 2) 社団法人日本河川協会編, 建設省河川砂防技術基準(案)同解説-調査編, pp.84-93, 1998
- 3) 佐山敬洋・寶馨: 斜面侵食を対象とする分布型土砂流出モデル, 土木学会論文集, No.726/II-62, 1-9, 2003
- 4) 砂田憲吾・長谷川登: 国土数値情報に基づく山地河川水系全体における土砂動態のモデル化の試み, 土木学会論文集, No.485/II-26, pp.37-44, 1994
- 5) 近森秀高・岡太郎・宝馨・大久保豪: 流出モデルの構築における GIS の応用に関する研究, GIS-理論と応用, Vol.6, No.1, pp.19-28, 1998
- 6) 近森秀高: 水理公式集, 例題プログラム集〜平成 13 年版, 土木学会, 2001
- 7) 角屋睦: 流出解析手法(その 1) -雨水流出現象とその計測・解析-, 農業土木学会誌, 第 47 巻, 第 10 号, pp.63-73, 1979
- 8) 藤田正治・澤田豊明・志田正雄・伊藤元洋: 高原川流域における土砂生産特性, 水工学論文集, 第 49 巻, pp.1075-1080, 2005
- 9) 藤田正治・澤田豊明・水山高久: 山地小流域における土砂動態のモニタリング手法, 京都大学防災研究所年報第 46 号 B, pp.213-223, 2003
- 10) 角哲也・塚原千明: ダム流域におけるウォッシュロード量の評価, 河川技術に関する論文集, 第 5 巻, pp.171-176, 1999
- 11) 角屋睦: 流出解析手法(その 6) -雨水流法-表面流出モデルによる洪水流出解析-, 農業土木学会誌, 第 48 巻, 第 6 号, pp.419-425, 1980

第4章 密度流排出を用いた黒部川連携排砂の高度化に関する研究

4.1 概説

フラッシング排砂は洪水時にダム放流設備を全開し、流れの掃流力を向上させることにより、貯水池に堆積した土砂および新たに流入する土砂を全部排出することが可能であり、一つの効果的な排砂方法である。しかしながら、黒部川のような両ダムが連携しながらフラッシング排砂を行っている事例は非常に珍しい。そこで、2.3.8 に述べたように、今の段階では出し平ダムはフラッシング排出することにより、ほぼ安定的な堆砂勾配を維持しているが、出し平ダムから排出された土砂は宇奈月ダム貯水池内に捕捉されながら一部分の土砂は宇奈月ダムを通過し、下流へ放流されている。

一方、宇奈月ダム貯水池の堆砂量の増加に伴って、貯水池内の堆砂形状は安定勾配に近くなっており、それに伴う排砂時のダム直下のSSのピーク値は2001年の2,500mg/lから2005年の65,000mg/lまで上昇した。将来、宇奈月ダム貯水池の堆砂がこの安定勾配を上回るとき、出し平ダムから放流される土砂、黒蘆支川から流入する土砂と宇奈月ダム貯水池から排出される土砂をどのように安全かつ効率的に下流へ排出するかは大きな課題になると考えられる。

現在の連携排砂手法では以下のような課題がある：1)連携排砂時の宇奈月ダム貯水位を低下する段階で、上流から流入する土砂は大量に宇奈月ダム貯水池内に捕捉され、その捕捉された土砂と、もともとの宇奈月ダム貯水池内に堆積した土砂を12時間の自然流下でどの程度排出されるかという効率の課題；2)現在まで上昇傾向である宇奈月ダム直下のSSのピーク値はどれくらい上昇するか、また環境に大きなインパクトになる可能性がある高濃度微細粒土砂の継続時間はどの程度であるかという安全性の課題。

そこで、本章ではまず宇奈月ダムを対象として、フラッシング排砂において貯水池内からの高濃度微細粒土砂の排出現象に着目し、これに影響を及ぼす貯水位低下速度と放流SSの変化などの相関について現地データをもとに検討する。次に排砂効率と安全性を同時に考慮した密度流排出とフラッシング排砂を結合した新たな排砂方法の効果について検討を行い、その改善方策を提案する。

4.2 宇奈月ダムにおけるフラッシング排砂時の水位低下速度と放流SSの変化

宇奈月ダムは 2001 年の完成直後から積極的に排砂・通砂対策を実施していることは貯水池容量の長期維持及び下流域の環境回復に積極的な意味を持つと考えられる。一方、既往の連携排砂・通砂の実績から、宇奈月ダム貯水池内の堆砂の進行や新たな貯水池河床勾配の形成により、上流からの流入土砂および開水路時に河床から侵食される土砂はダムを通過し易くなり、結果としてフラッシング排砂時の貯水位の低下速度や放流される SS のピーク値が年々上昇してきている。この節では、まず宇奈月ダム貯水池の堆砂量と連携排砂時の水位低下速度の相関を分析し、次に水位低下速度と放流 SS のピーク値の相関について考察する。

4.2.1 宇奈月ダム貯水池の堆砂と水位低下速度の相関

(1) 宇奈月ダム貯水池の堆砂量の変化

図 4-2-1 に宇奈月ダム貯水池のダムサイトから 1,000m 以上の上流の堆砂による河床勾配の変化を示す。全体的に見ると河床勾配は線形を維持しながら堆砂が進んでいることが分かる。これは、貯水池上流に堆積した土砂は、連携排砂時の水位低下段階および水位低下による開水路（以下、自然流下と呼ぶ）の掃流力により下流へ輸送され、ダムサイトを通過しながら堆砂が進んでいるからと考えられる。一方、宇奈月ダム貯水池は図 4-2-2 に示すように細長い河道型であり、毎年フラッシング排砂を実施すれば、貯水池河床勾配は線形を維持する可能性が高い。と言うのは、現在宇奈月ダムに堆積している土砂は主に連携排砂時の出し平ダムからの放流土砂と黒蘆支川から中小出水時などに流入する土砂であり、粗粒土砂は殆どが出し平ダム貯水池や黒蘆支川における砂防ダムなどに捕捉され、宇奈月ダム貯水池に流入する土砂は比較的細粒分が中心であり、貯水池上流域に堆積しても自然流下の段階でダムを通過し下流へ放流され、貯水池内にデルタを形成する土砂粒径の条件がないからである。

図 4-2-3~9 に宇奈月ダム貯水池及び上流の河床の横断面の堆砂または侵食形状を示す。これらの図から、常時満水位（245.0m）以下の貯水池内では主に堆積が発生し、下流に行くほど堆積深さが大きくなっている。しかも、堆積は主に 2004 年以降の連携排砂・通砂または中小出水時の黒蘆支川からの流入により発生したことが分かる。宇奈月ダム貯水池のフラッシング排砂・通砂時の堆積プロセスとしては：①連携排砂・通砂時の出し平ダムからの高濃度土砂流れは宇奈月ダムの水位低下段階で密度流または濁水状態で流入し、堆積しながらダムサイトへ進行する、②宇奈月ダム貯水池内の自然河道に回復した河床からは一部分の土砂が再び巻き上げられ、下流域に堆積するかダム下流へ放流される、③フラッシング排砂後の水位回復段

階では、上流から流入する土砂及び貯水池内の自然河道から侵食される土砂は引き続き下流へ進行し堆積する、と考えられる。

一方、貯水位以上の上流域では侵食と堆積が交替して河床変動が発生し、出し平ダム放流と黒薙支川の相互作用により堆砂形状が決められていると考えられる。

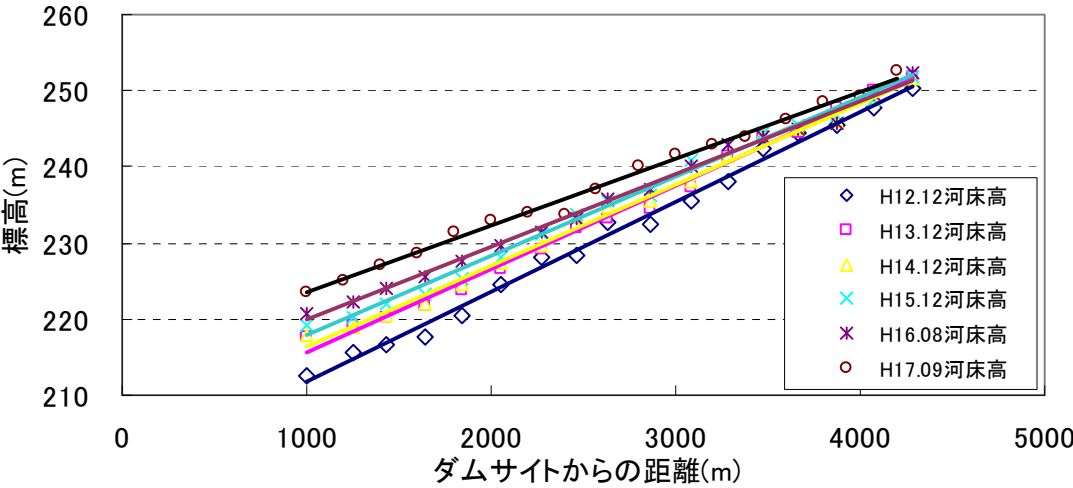


図 4-2-1 宇奈月ダム貯水池の河床勾配の計算



図 4-2-2 宇奈月ダム貯水池の平面図

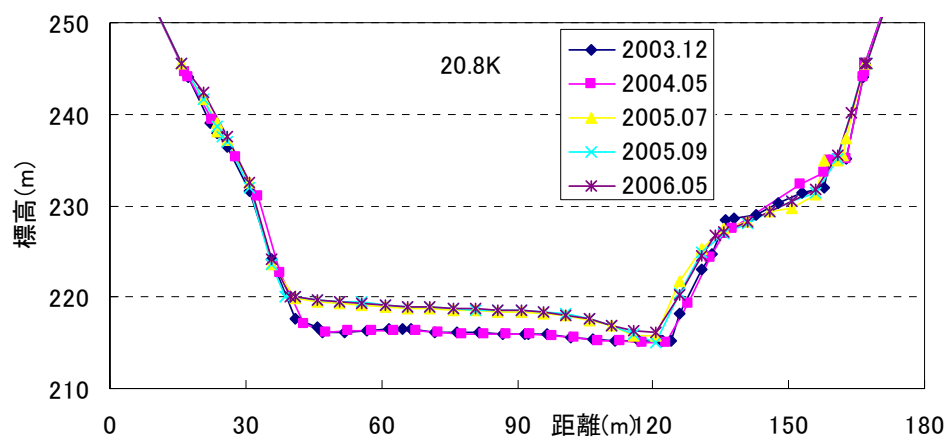


図 4-2-3 宇奈月ダム貯水池の横断堆積

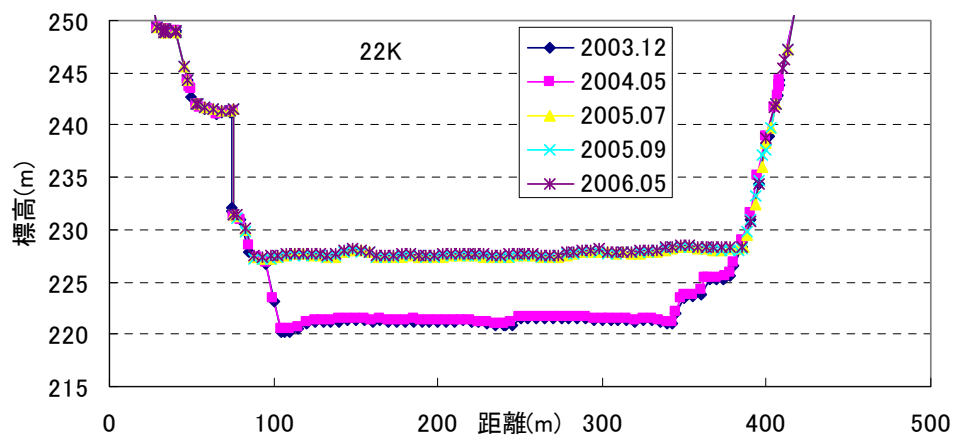


図 4-2-4 宇奈月ダム貯水池の横断堆積

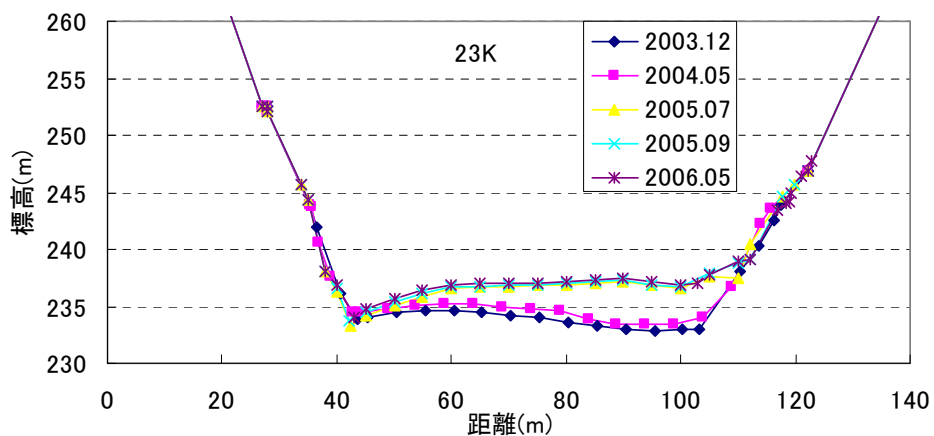


図 4-2-5 宇奈月ダム貯水池の横断堆積

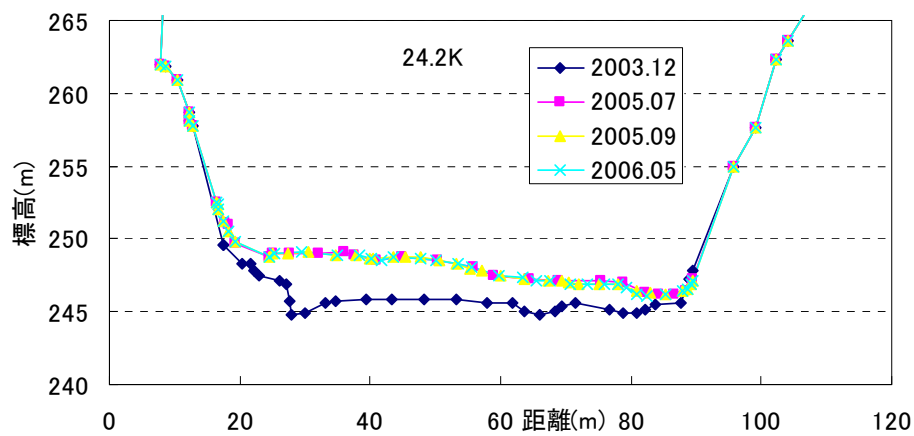


図 4-2-6 宇奈月ダム貯水池の横断堆積

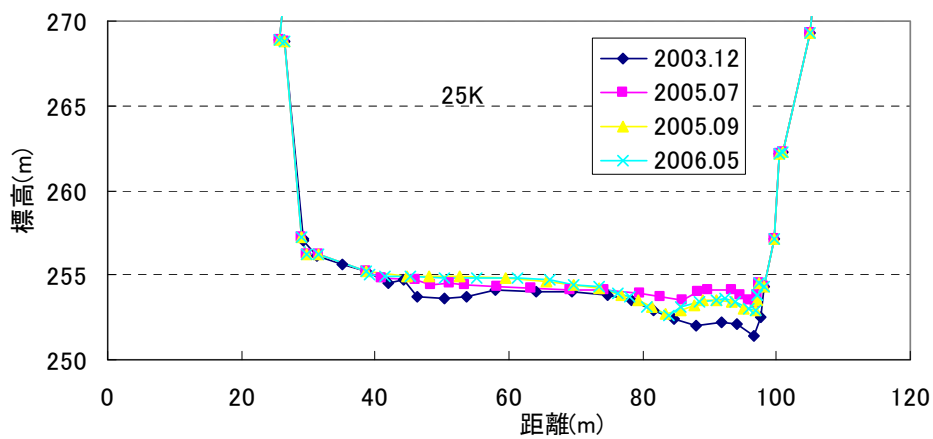


図 4-2-7 宇奈月ダム貯水池の横断堆積

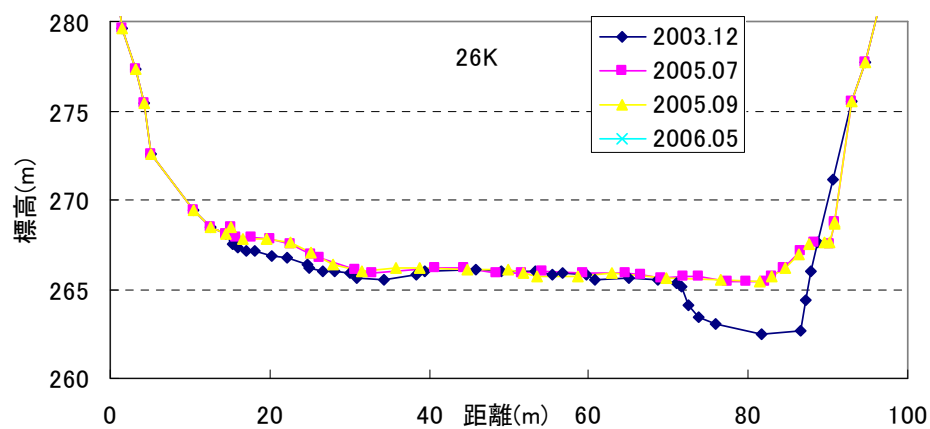


図 4-2-8 宇奈月ダム貯水池の横断堆積

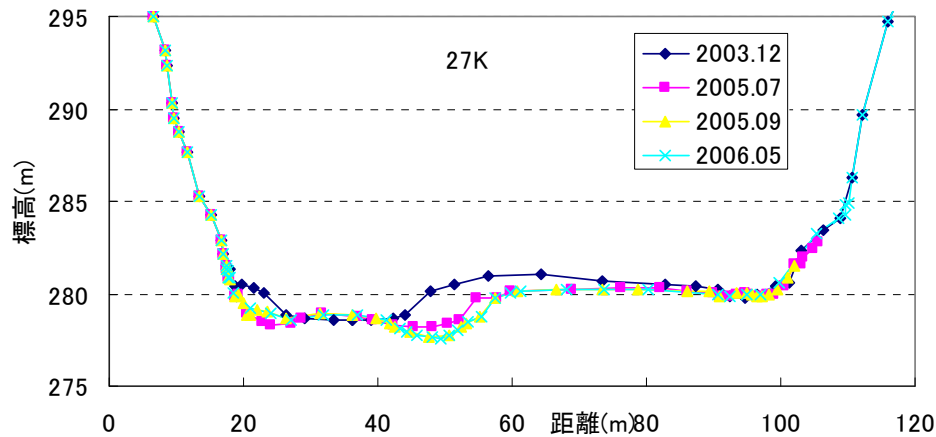


図 4-2-9 宇奈月ダム貯水池の横断堆積

(2) 宇奈月ダム貯水池の土砂堆積とフラッシング排砂時の水位低下速度の関係

貯水池内に土砂が堆積すると貯水容量が減少する。宇奈月ダム貯水池の堆砂による貯水池容量の変化と標高の相関を図 4-2-10 に示す。標高が低いほど堆砂量が大きくなり、主に 2004 年以降の連携排砂・通砂時に堆積したと考えられる。

一方、フラッシング排砂時の水位低下速度の変化を図 4-2-11 に示す。図 4-2-11 は各年の連携排砂時の自然流下になる時点を含わせて記述した結果であり、毎年の水位低下速度はその前の年と比べると明らかに速くなっていることが分かる。これは、フラッシング排砂時の水位低下速度はそのときの流入と放流される流量の差及び貯水容量から決められるが、宇奈月ダム貯水池内の堆砂が進み、貯水容量が減少しているからである。

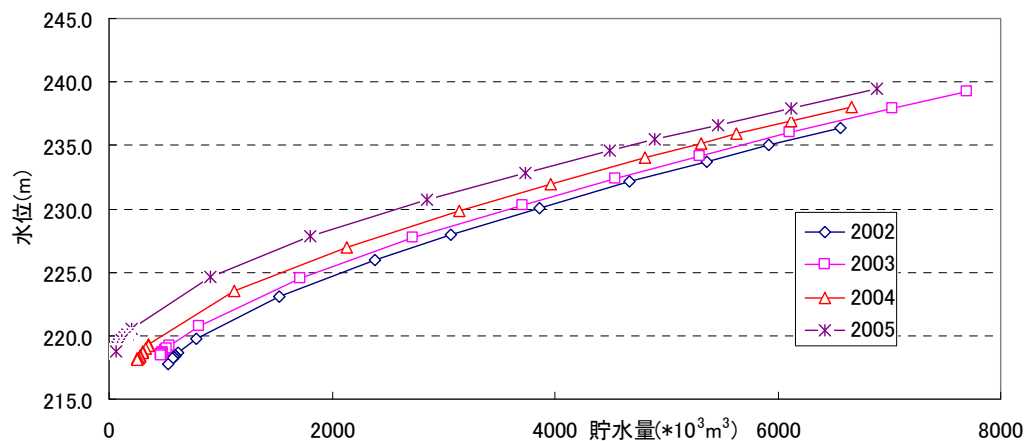


図 4-2-10 宇奈月ダム貯水池標高と貯水量の相関

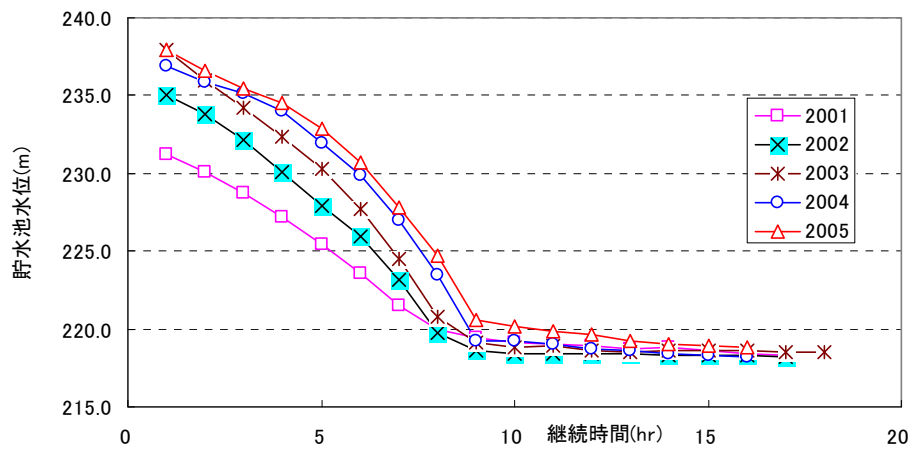


図 4-2-11 宇奈月ダムフラッシング排砂時の水位低下速度の変化

(3) 宇奈月ダムの水位低下速度のモデル化

ここで、この水位低下速度をモデル化するために、図 4-2-12 に示すように、宇奈月ダム貯水池の縦断面をダム堤体前の水平部分と一定の勾配を持つ斜面二つの部分から構成すると仮定する。ここで、 H_{t0} —水位低下開始の貯水位； h —水位の低下量； Δh —水位の変化量； L_{t0} —貯水位が H_{t0} 時の水面の長さ； L_t —貯水位が H_t 時の水面の長さ； $L_{t+\Delta t}$ —貯水位が $H_{t+\Delta t}$ 時の水面の長さ； θ —貯水池の河床勾配を示す。

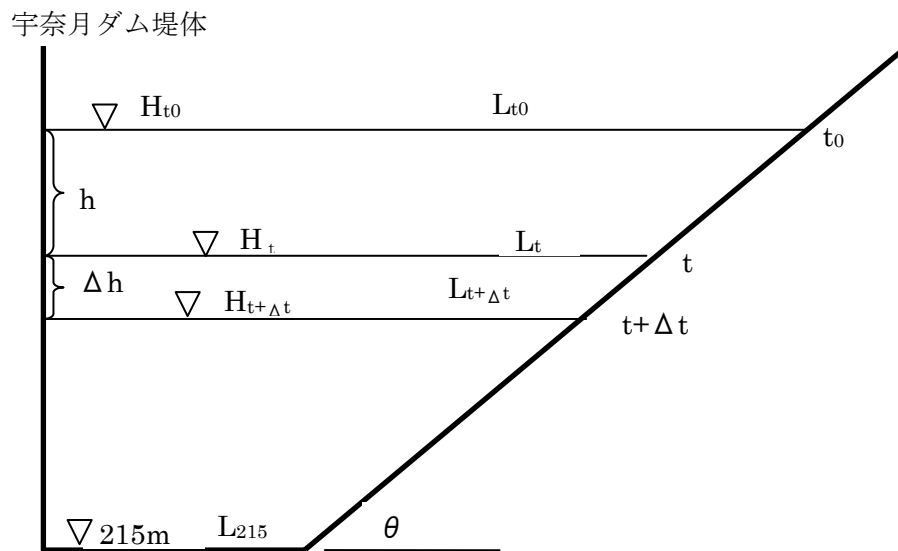


図 4-2-12 宇奈月ダム貯水池のモデル化

貯水位は t 時の H_t から Δt 後に、 $H_{t+\Delta t}$ になったとしたら、貯水池容量の変化量 ΔV は

$$\Delta V = \frac{L_t + L_{t+\Delta t}}{2} \times \Delta h \times B \quad (4-2-1)$$

ここで、 B ——貯水池の幅で、ここで、平均として $B = 150m$ とする。

また、 ΔV は流入量と放流量の Δt 間の変化量である（(4-2-2)式に示す）。

$$\Delta V = (Q_{out} - Q_{in}) \times \Delta t \quad (4-2-2)$$

(4-2-2)式を(4-2-1)式に代入すると式(4-2-3)が得られる。

$$\frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{Q_{out} - Q_{in}}{(L_{215} + \frac{H_t - 215}{\tan \theta} - \frac{\Delta h}{\tan \theta}) \times B} \quad (4-2-3)$$

$\Delta t \rightarrow 0$ のとき(4-2-4)式が得られる。この式は宇奈月ダム貯水池の水位低下速度式である。

$$\frac{dh}{dt} = \frac{Q_{out} - Q_{in}}{(L_{215} + \frac{H_t - 215}{\tan \theta}) \times B} \quad (4-2-4)$$

また、図 4-2-1 から分かるように、ダムサイト手前の水平部分の長さ L_{215} は貯水池の堆砂がダムサイトへ進行するにつれて、年々減少しており、堆砂形状が安定化した河床になるとき、 $L_{215} = 0$ になると考えられる。各年の測量データから、宇奈月ダム貯水池を図 4-2-12 のようにモデル化した場合の各パラメータを表 4-2-1 に示す。

一方、表 4-2-1 のデータを(4-2-4)式に代入すると、各年度の連携排砂または連携通砂時の貯水位の変化は図 4-2-13~17 に示すように、計算値と観測値はほぼ一致していることが分かる。

表 4-2-1 各年の宇奈月ダム貯水池のパラメータ

年-月	2000-12	2001-12	2002-12	2003-12	2004-8
計算年	2001	2002	2003	2004	2005
河床勾配	0.0118	0.011	0.0107	0.0104	0.0096
L_{250m} (m)	4244	4134	4136	4096	4147
L_{215m} (m)	1278	952	865	731	501

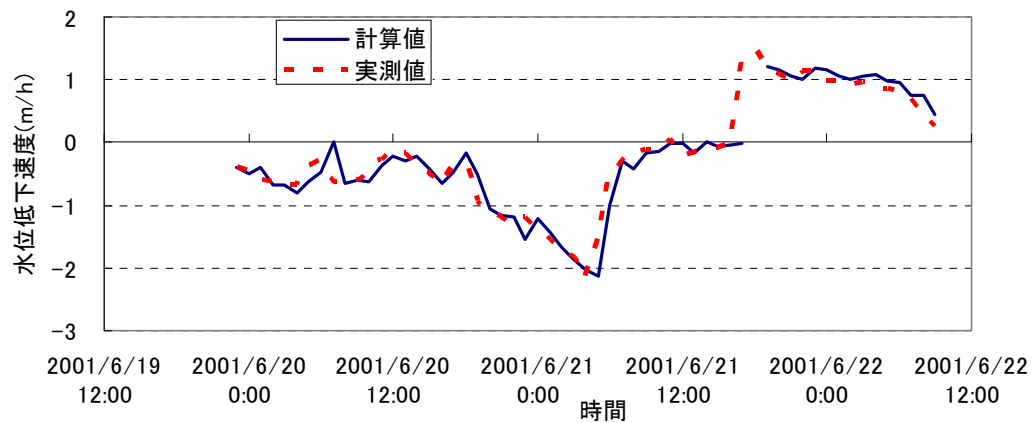


図 4-2-13 2001 年度連携排砂時の貯水位変化

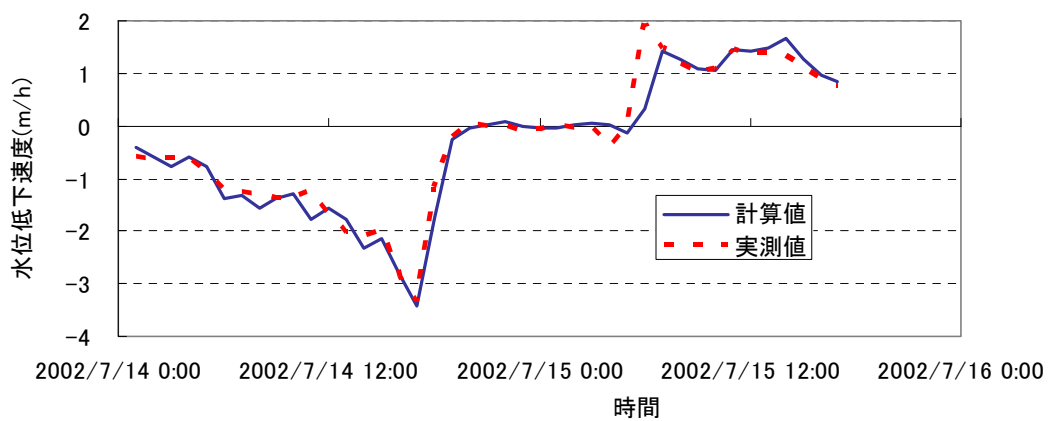


図 4-2-14 2002 年度連携排砂時の貯水位変化

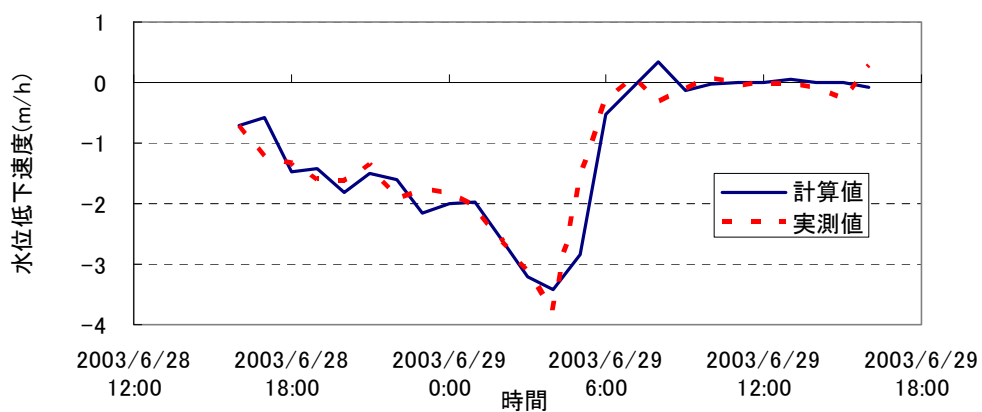


図 4-2-15 2003 年度連携排砂時の貯水位変化

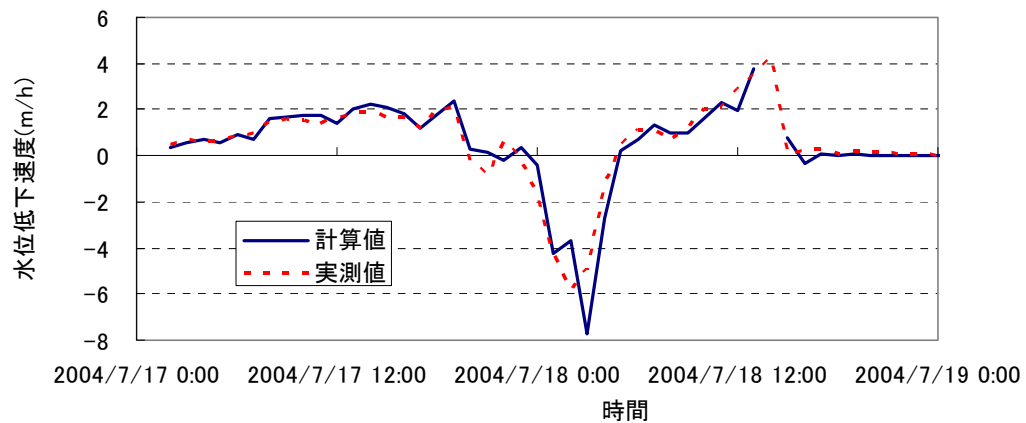


図 4-2-16 2004 年度連携排砂時の貯水位変化

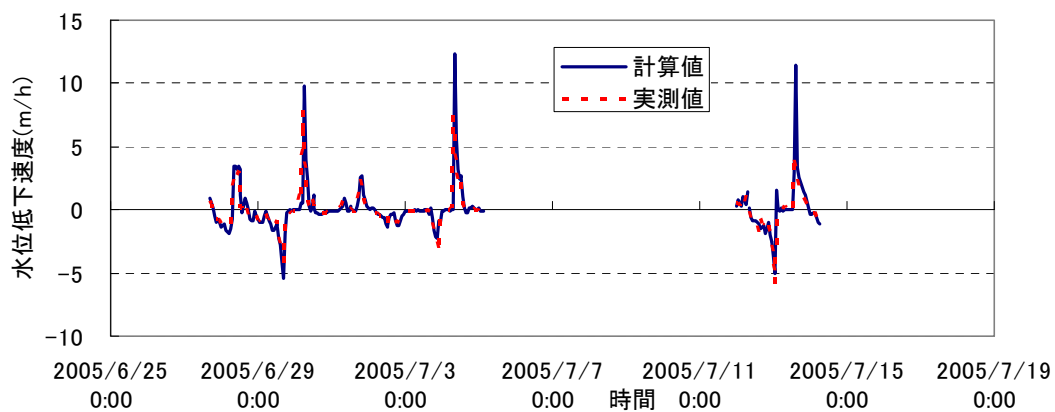


図 4-2-17 2005 年度連携排砂時の貯水位変化

(4) 連携排砂・通砂時の水位低下継続時間について

図 4-2-1 から分かるように、ダムサイト手前の水平長さは $L_{215} = f(tg\theta)$ である。ここで、表 4-2-1 に示す L_{215} と $tg\theta$ をプロットすると、図 4-2-18 示すような各年の L_{215} と $tg\theta$ の相関が得られ、さらに (4-2-5) 式のような相関式が得られる。

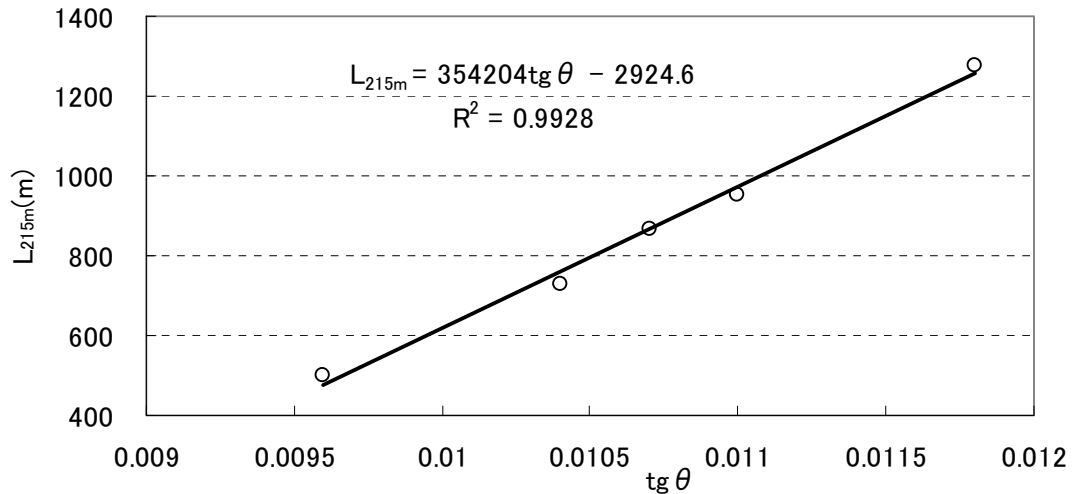


図 4-2-18 L_{215m} と $tg \theta$ の相関

$$L_{215} = 354204tg \theta - 2924.6 \quad (4-2-5)$$

(4-2-5) 式を水位低下速度式 (4-2-4) に代入し、さらに各年の水位低下時の放流量と流入量の差 ($\Delta Q = Q_{out} - Q_{in}$) を一定 (たとえ、 $\Delta Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$) とすると、表 4-2-2 に示すような各年の水位低下段階の継続時間が得られる。表 4-2-2 から、宇奈月ダム貯水池の堆砂が進むにつれて、同じ水位から自然流下までにかかる時間が短くなることが分かる。

表 4-2-2 水位低下速度とその継続時間の関係

年度	2001 年度	2002 年度	2003 年度	2004 年度	2005 年度	予測安定河床
継続時間 (h)	15.29	14.34	14.19	13.83	13.53	12.85
水位低下速度 (m/h)	1.96	2.09	2.11	2.17	2.22	2.33

一方、(4-2-5) 式から、 $L_{215} = 0$ としたら、安定化した河床勾配 $tg \theta = \frac{2924.6}{354204} = 0.0083$ になり、黒部川河川事務所の予測値 $tg \theta = 0.0087$ と概ね一致している。

4.2.2 水位低下速度と放流SSの関係

(1) 宇奈月ダムの放流 SS の変化

図 4-2-19 に各年の連携排砂時の宇奈月ダム放流 SS のピーク値を合わせた結果を示す。この図から、連携排砂時の宇奈月ダム放流 SS のピーク値は年々上昇しており、特に 2005 年

の増加は非常に大きい。その原因は前に宇奈月ダム貯水池の堆砂量の変化でも述べたように 2004 年の連携排砂・通砂で、大量の土砂は宇奈月ダムサイトの手前まで堆積し、215m 標高以下の貯水池容量は殆ど埋められ、その部分の希釈作用が 2005 年から侵食作用に転換したからと考えられる。

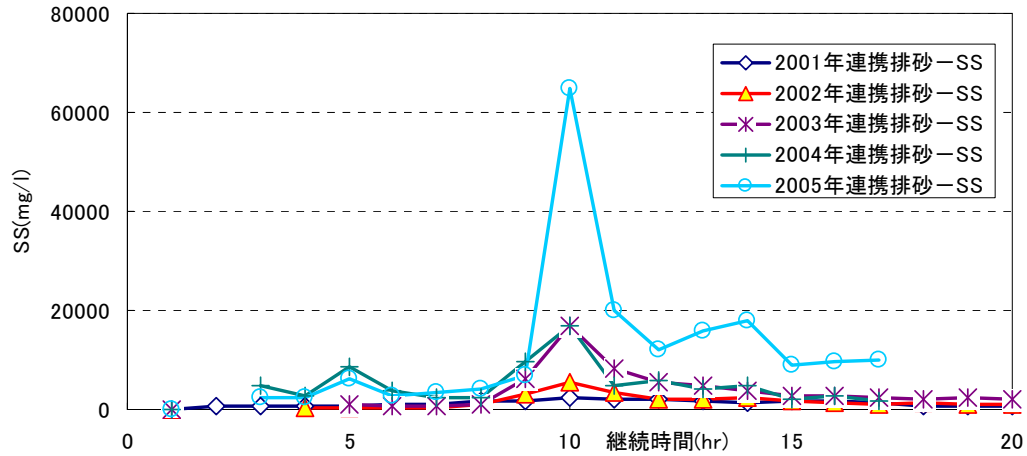


図 4-2-19 連携排砂時の宇奈月ダム放流 SS のピーク値の変化

(2) 水位低下速度と放流 SS の相関

ここで、 t 時刻（貯水位 H_t ）の土砂量を S_t としたら、 $t + \Delta t$ 時間の $S_{t+\Delta t}$ は式（4-2-6）で計算することができる。

$$S_{t+\Delta t} = S_t + S_{\text{流入}} + S_{\text{侵食}} - S_{\text{沈降}} - S_{\text{放流}} \quad (4-2-6)$$

ここで、

$$S_t = V_t \times SS_t = V_t \times SS_{\text{放流}} \quad (4-2-7)$$

$$S_{\text{流入}} = Q_{in} \times SS_{\text{流入}} \times \Delta t \quad (4-2-8)$$

$$S_{\text{侵食}} = (l + \Delta l) \times E_* \times B \times \Delta t \quad (4-2-9)$$

$$\Delta l = \frac{\frac{dh}{dt} \times \Delta t}{\sin \theta} \quad (4-2-10)$$

ここで、

$$S_{\text{沈降}} = \left[L_{215} + \frac{(H_t - 215 + \Delta h)}{\tan \theta} \right] \times v_{\text{沈降速度}} \times B \times \Delta t \quad (4-2-11)$$

$$S_{放流} = Q_{放流} \times SS_{放流} \times \Delta t \quad (4-2-12)$$

$$SS_{t+\Delta t} = \frac{S_{t+\Delta t}}{V_t + \Delta V} \quad (4-2-13)$$

$$SS_{t+\Delta t} = \frac{V_t \times SS_t + \left[\left(l + \frac{dh}{dt} \times \Delta t \right) \times E_* \times B + Q_{in} \times SS_{流入} - \left[L_{215} + \frac{(H_t - 215 - \Delta h)}{tg \theta} \right] \times v_{沈降速度} \times B - Q_{放流} \times SS_{放流} \right] \times \Delta t}{V_t + \Delta V} \quad (4-2-14)$$

$$SS_{t+\Delta t} = SS_t + \Delta SS \text{ としたら}$$

$$\frac{\Delta SS}{\Delta t} = \frac{\left[\left(l + \frac{dh}{dt} \times \Delta t \right) \times E_* \times B + Q_{in} \times (SS_{流入} - SS_{放流}) - \left[L_{215} + \frac{(H_t - 215 - \Delta h)}{tg \theta} \right] \times v_{沈降速度} \times B \right]}{V_t} \quad (4-2-15)$$

$\Delta t \rightarrow 0$ のとき

$$\frac{dSS}{dt} = \frac{l \times E_* \times B + Q_{in} \times (SS_{流入} - SS_{放流}) - \left[L_{215} + \frac{(H_t - 215)}{tg \theta} \right] \times v_{沈降速度} \times B}{V_t} \quad (4-2-16)$$

$$l = \frac{H_0 - H_t}{\sin \theta} \quad (4-2-17)$$

$$V_t = \left[(H_t - 215) \times L_{215} + \frac{1}{2} \times \frac{(H_t - 215)^2}{tg \theta} \right] \times B \quad (4-2-18)$$

$$\frac{dSS}{dt} = \frac{\frac{H_0 - H_t}{\sin \theta} \times E_* \times B + Q_{in} \times (SS_{流入} - SS_{放流}) - \left[L_{215} + \frac{(H_t - 215)}{tg \theta} \right] \times v_{沈降速度} \times B}{\left[(H_t - 215) \times L_{215} + \frac{1}{2} \times \frac{(H_t - 215)^2}{tg \theta} \right] \times B} \quad (4-2-19)$$

ここで、 l は貯水池内の開水路の長さ； E_* は単位面積当たりの巻き上げ速度と定義する。

実際に河床からの巻き上げ量は時間、流入流量と貯水池の長さの関数であるが、ここでは定数とする。

この式から、土砂濃度の変化は主として貯水池内の開水路からの巻き上げ量、流入土砂量、貯水池内の沈降および残りの水量（希釈因子）から決められる。水位低下が始まる時、 $l=0$ で巻き上げ量はゼロであり、SS の変化量は流入量から決められる。SS 濃度がピークに達するとき、希釈水量が流入量となり、 $SS_{ピーク} \gg SS$ なので SS の変化量は主として貯水池内の巻き上げ量から決められる。しかし、宇奈月ダムの場合 $SS_{流入}$ は出し平ダムからの排出土砂濃度から決められる。また、同じ水位の場合、河床勾配が緩くなるほど、貯水池内の開水路の長さが長くなり、希釈水量も少なくなるから SS の変化量が大きくなる。

同じ水位、同じ流量の場合、年ごとの SS の変化量は希釈水量から決められる。式（4-2-18）から分かるように、各年で同じ水位、同じ流入量の場合、 $V_t \propto L_{215}$ となる。これが、今の宇奈月ダムの排砂時の SS がだんだん高くなっている主な原因であると考えられる。

一方、同じ年に対して、水位の低下につれて、 V_t が小さくなり l が長くなるから、SS の変化量が大きくなり、自然流下になるとき SS のピークが現れる。

4.3 密度流排出を用いた黒部川連携排砂の高度化に関する研究

4.3.1 黒部川連携排砂の高度化の必要性について

黒部川の連携排砂は「流砂系における総合的な土砂管理」の先例と位置付けられているが、貯水池に堆積した土砂、または洪水とともに流入した土砂をできるだけ少ない水で流す排砂効率の課題と、排出した土砂による下流域の生態環境への影響をできるだけ軽減させる安全性の課題が大きなポイントになっている。

黒部川流域においては、先に完成した出し平ダムは 1991 年より単独での排砂を実施しており、また、宇奈月ダムの完成後の 2001 年から、両ダムで初めての連携排砂及び連携通砂がスタートしたが、現在はダム下流域において連携排砂・通砂による大きな環境影響は生じていない。その理由としては、洪水期に合わせたフラッシング排砂方法と、今の段階では出し平ダムから排出された土砂の大部分は宇奈月ダム貯水池内に捕捉され、宇奈月ダムから放流される SS が大幅に減少していることなどが考えられる。一方、2005 年までの連携排砂・通砂の実績を見ると、宇奈月ダムの放流 SS のピーク値は 2001 年の 2,500mg/l から 2005 年は 65,000 mg/l まで上昇した。その原因として宇奈月ダム貯水池の堆砂による容量の減少や河床勾配が安定化（計画河床勾配）してきたことなどが考えられる。

ここで、放流 SS の環境に与える影響については、角^{1),2)}により SS と継続時間の両方で評価することが重要であり、スイス・フランスなどの排砂管理に活用されていることが報告されている。また、木下ら³⁾はダム排砂時の魚類に与える影響は主として、微細粒径の部分であることを指摘している。一方、角ら⁴⁾は 2005 年 6 月の連携排砂・通砂時に採水による放流 SS 及びその粒度変化について検討している。

そこで、微細粒土砂に着目した密度流排出と粗粒土砂に着目したフラッシング排砂方法を結合した新たな排砂方法を提案し、微細粒土砂と粗粒土砂を分割して排出することにより、排砂効率と放流安全性を同時に向上させることを目指して検討を進めている。その考え方としては、出し平ダムから排出された高濃度土砂の流れを、①連携排砂の場合、宇奈月ダムの排砂ゲートの操作により、先に密度流排出を行い、次にフラッシング排砂することにより、水位低下段階の清水放流することを密度流排出することに転換し、流入した大量の微細粒土砂を先に排出し、次のフラッシング排砂時の SS 中の微細粒部分の割合を減少させることで安全性を図る；②連携通砂の場合、毎回宇奈月ダムは水位を低下させずに密度流排出を行い、排砂効率と利水安全度の向上を図る。この節では、その中の密度流排出について検討する。

4.3.2 密度流排出計算条件

ダム貯水池に高濃度土砂が流入する場合、貯水池の土砂濃度や水温条件により、流入する主流が貯水池の水深に対して、表層、中層または低層へ流れ込む密度流現象が発生し、これを利用して流入する微細粒土砂をダムから排出する方法が密度流排出である。ここで、密度流排出の効率は貯水池の長さ、形状、河床勾配や放流設備の高さおよび流入流量と土砂濃度などによって決められると考えられる。

(1) 基礎式^{5),6)}

本検討では(独)土木研究所で開発された貯水池鉛直二次元移流拡散モデルを用いている。本モデルの基礎式を以下に示す。

1) 連続式:

$$\frac{\partial UB}{\partial x} + \frac{\partial VB}{\partial y} = 0 \quad (4-3-1)$$

2) 水平方向の運動方程式:

$$\frac{\partial BU}{\partial t} + \frac{\partial BU^2}{\partial x} + \frac{\partial BUV}{\partial y} = -\frac{B}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(BD_x \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(BD_y \frac{\partial U}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{wx}}{\rho_0} \quad (4-3-2)$$

2)

3) 鉛直方向の運動方程式:

$$\frac{\partial P}{\partial y} = -\rho g \quad (4-3-3)$$

4) SS 濃度の輸送方程式:

$$\frac{\partial BC_k}{\partial t} + \frac{\partial BUC_k}{\partial x} + \frac{\partial B(V + v_{0k})C_k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(BD_x \frac{\partial C_k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(BD_y \frac{\partial C_k}{\partial y} \right) \quad (4-3-4)$$

5) 水温の輸送方程式:

$$\frac{\partial BT}{\partial t} + \frac{\partial BUT}{\partial x} + \frac{\partial BVT}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(BD_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(BD_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{BH}{\rho_0 C_w} \quad (4-3-5)$$

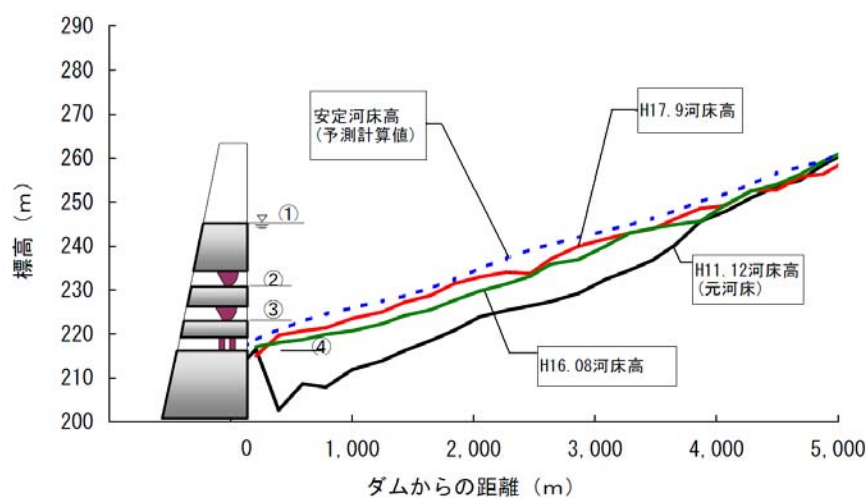
ここで、 x : 流下方向座標, y : 鉛直上向き座標, U : x 方向の流速成分, V : y 方向の流速成分, B : 貯水池横断幅, D_x : x 方向の渦動粘性係数, D_y : y 方向の渦動拡散係数, P : 圧力,

ρ_0 : 基準密度, ρ : 流水密度, T : 水温, C_k : SS の代表粒径 k の濃度, v_{0k} : SS の代表粒径 k の沈降速度, H : 発生熱量, C_w : 水の比熱係数である. 渦動粘性係数 D_x と D_y の取り扱いについて, 定数, 摩擦速度による設定, Richardson 数を用いた設定や標準型 $k-\varepsilon$ モデルなどがあるが, ここでは定数として設定した. 鉛直方向の圧力は静水圧分布と仮定した.

(2) 計算条件

1) 貯水池のモデル化

2005 年 9 月に行われた宇奈月ダム貯水池の 200m 間隔の横断面測量データを用いて, 水平長さ(50m)×鉛直高さ(1m)の格子を 65×42 (214.0m ~250.0m 標高) 作成し, 標高 250.0m 以下の貯水池をモデル化した (図 4-3-1 に示す).



注 : ①常時満水位 (245.00m), ②常用洪水吐敷高 (231.00m),
③水位低下用放流管設備敷高 (224.00m), ④排砂路呑口敷高 (215.00m)

図 4-3-1 宇奈月ダム断面図

2) 貯水位及び放流条件

出し平ダム排砂時の宇奈月ダムにおける密度流発生条件を 245.0m (高水位), 240.0m (中水位), 235.0m (低水位) の三ケース及び常用洪水吐ゲート (231.0m), 水位低下用ゲート (224.0m), 排砂ゲート (215.0m) の各放流設備の組み合わせにより, 表 4-3-1 に示すケースについて計算を行った.

表 4-3-1 計算ケースの説明(放流条件)

CASE	ゲート操作方法
CASE-1	常用洪水吐ゲートのみ
CASE-2	水位低下用ゲートのみ
CASE-3	排砂ゲートのみ
CASE-4	常用洪水吐, 水位低下用, 排砂ゲート同時
CASE-5	常用洪水吐, 水位低下用ゲート同時
CASE-6	水位低下ゲートと排砂ゲート同時
CASE-7	先に水位低下ゲート, 流入 SS ピーク 2 時間後排砂ゲート開始

3) 初期水温と初期濁度分布

貯水池の初期水温と初期濁度分布を排砂前の 2003 年 5 月 26 日のダムサイトより上流 2240m 地点における調査結果を用いて入力する。ここでは、貯水池表層～底層について、水温を 10～9℃、濁度を 3～2mg/l に設定した。他の計算条件及びパラメータを表 4-3-2 に示す。

表 4-3-2 各パラメータ

重力加速度 (m/sec ²)	9.81E+00
Stefan Boltzman 定数(cal/m ² /sec/K)	1.17E-03
X 方向動粘性係数(m ² /s)	1.00E-05
Y 方向動粘性係数(m ² /s)	1.00E-05
水面反射率 α ($0 \leq \alpha \leq 1$)	6.00E-02
水面吸収率 β ($0 \leq \beta \leq 1$)	5.00E-01
輻射熱減衰係数 η (1/m)	5.00E-01
水面セルを決めるための基準水深(m)	5.00E-01
濁質基準密度(g/m ³)	2.65E+06

4) 流入条件

流入流量, 流入水温, 土砂濃度及び気温は図 4-3-2 に示す 2003 年 6 月 27 日 19:00 から 2003 年 6 月 29 日 21:00 までの実測値を用いた。流入 SS の粒度分布は、連携排砂時に出し平ダム放流 SS がピーク濃度を示した 2003/6/28 22:00 時点の粒度分布を代表値として統一して用いた。ここで、流入 SS の粒度分布は図 4-3-3 に示す。計算用の代表粒径は表 4-3-3 に示すように 5 段階の粒径で代表させている。

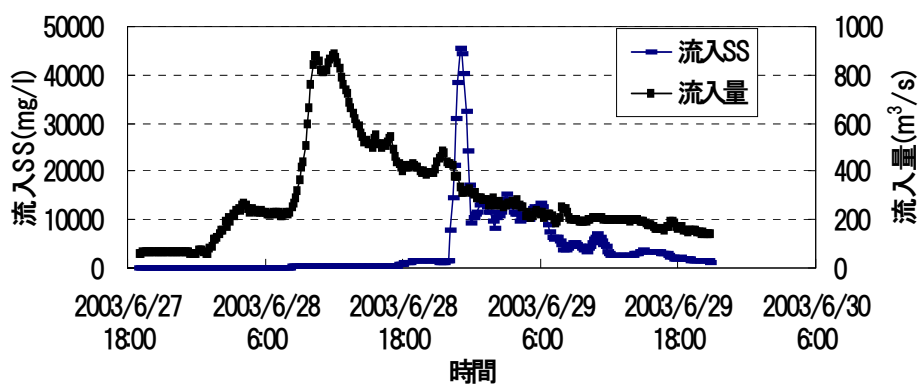


図 4-3-2 流入流量と流入 SS

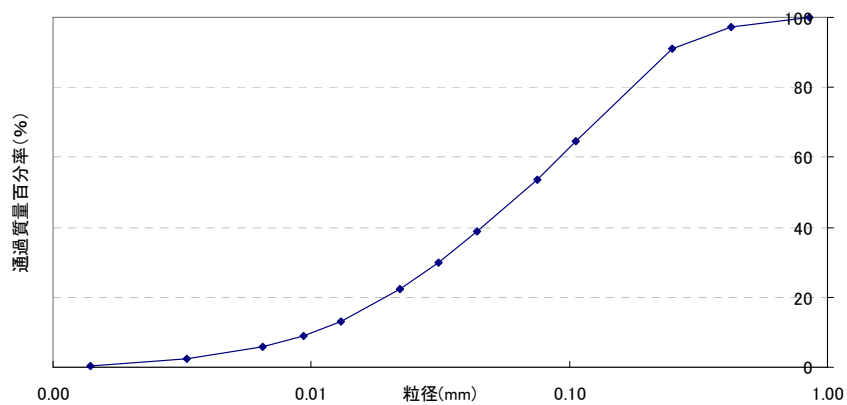


図 4-3-3 流入 SS の粒度分布

表 4-3-3 代表粒径

粒径 (mm)	通過質量百分率 (%)	代表粒径 (mm)
0.0014	0.3	0.0021
0.0033	2.5	
0.0065	5.9	0.0092
0.013	13.1	
0.022	22.5	0.0311
0.044	38.8	
0.075	53.5	0.0892
0.106	64.6	
0.25	90.9	0.461
0.85	100	

なお、代表粒径の計算方法は、 $\text{代表粒径} = \sqrt{\text{粒径1} \times \text{粒径2}}$

5) 計算時間

増水前の 8 時間を含む 2003 年 6 月 27 日 19:00 から出し平ダム排砂後の水位回復終了の 2003 年 6 月 29 日 21:00 までの 50 時間を検討した。

6) 粒子の沈降速度

表 4-3-3 から分かるように、出し平ダムから排出される SS の粒径は粗粒部分の割合が多いため、粒子の沈降速度 v_0 の計算は式 (4-3-6) に示す Rubey 式を用いた。

$$v_0 = \sqrt{sgd} \times \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd^3}} \right) \quad (4-3-6)$$

ここで、

$$s = \frac{\sigma - \rho}{\rho} \quad (4-3-7)$$

σ : 土粒子密度, d : 土粒子径, g : 重力加速度である。

4.3.3 計算結果及び考察

表 4-3-1 に示した検討ケースのうち、貯水池内の密度流の発生状況について代表的なケースとして CASE-6 を抽出して説明する。

(1) 密度流発生状況

図 4-3-4~11 に貯水位 245.0m 時の流入 SS のピークの潜り込み、進行及び排出後の結果を示す。これらの図から、出し平ダムから排出された高濃度土砂流れにより、宇奈月ダム貯水池内に底層密度流が発生し、一部の土砂が沈降しながらダムサイトへ進行していることが分かる。また、貯水位の低下につれて、ダムサイトまで到達する密度流の濁度が上昇していることが分かる。

以上の結果から、これらケースではいずれも底層密度流が発生していることが確認され、貯水位の変化にかかわらず、密度流はダムサイトから約 1,300m から 1,600m 付近の上流で発生していることが分かる。これは、貯水池内に密度流が発生する条件として、流入流量や土砂濃度のほか、貯水池の境界条件（平面形状、河床勾配など）も大きく影響しているからと考えられる。

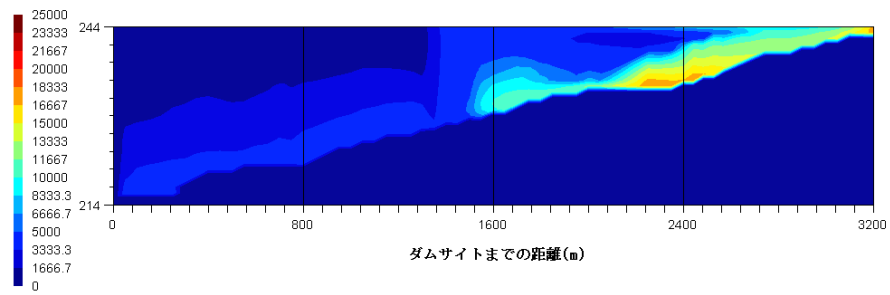


図 4-3-4 CASE-6:ピーク流入 60 分後(貯水位 245.0m)

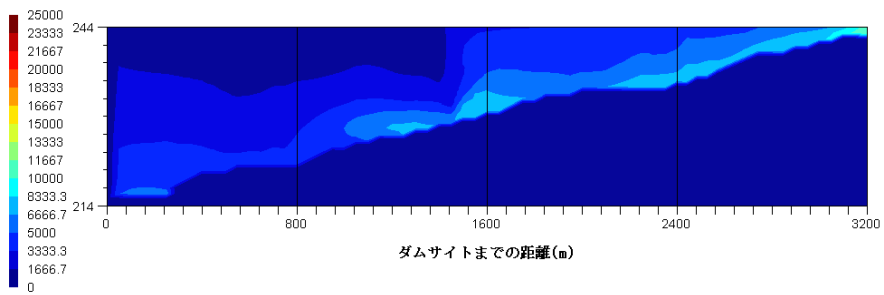


図 4-3-5 CASE-6:ピーク流入 90 分後(貯水位 245.0m)

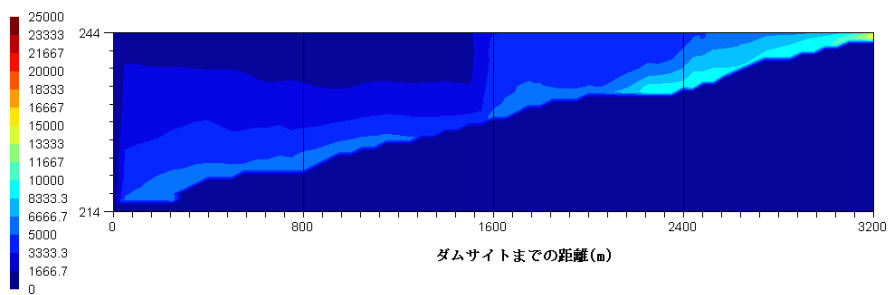


図 4-3-6 CASE-6:ピーク流入 120 分後(貯水位 245.0m)

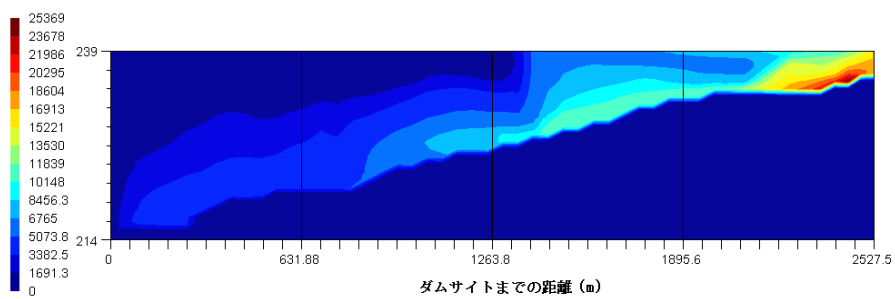


図 4-3-7 CASE-6:ピーク流入 60 分後(貯水位 240.0m)

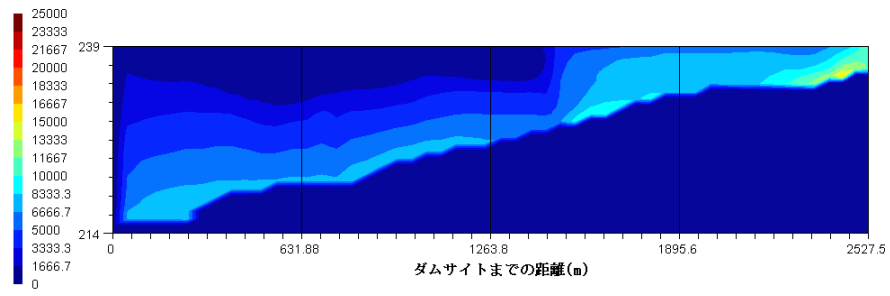


図 4-3-8 CASE-6:ピーク流入 90 分後(貯水位 240.0m)

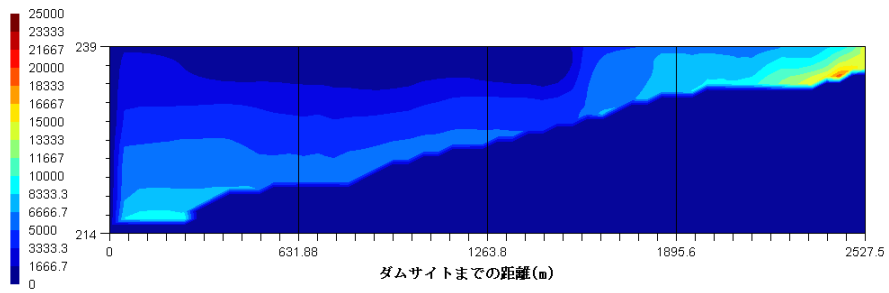


図 4-3-9 CASE-6:ピーク流入 120 分後(貯水位 240.0m)

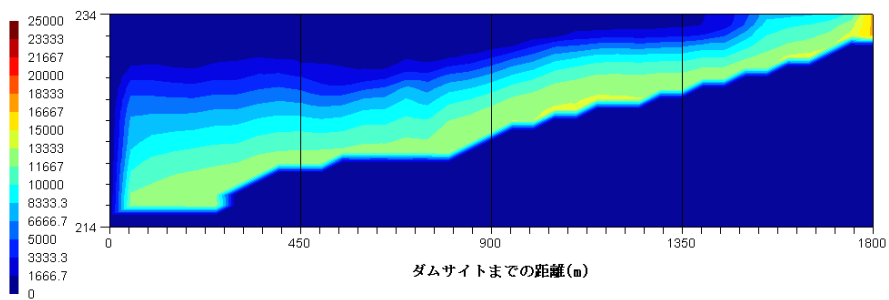


図 4-3-10 CASE-6:ピーク流入 60 分後(貯水位 235.0m)

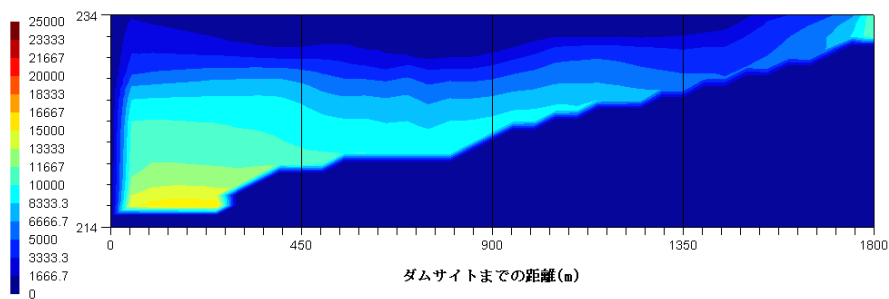


図 4-3-11 CASE-6:ピーク流入 90 分後(貯水位 235.0m)

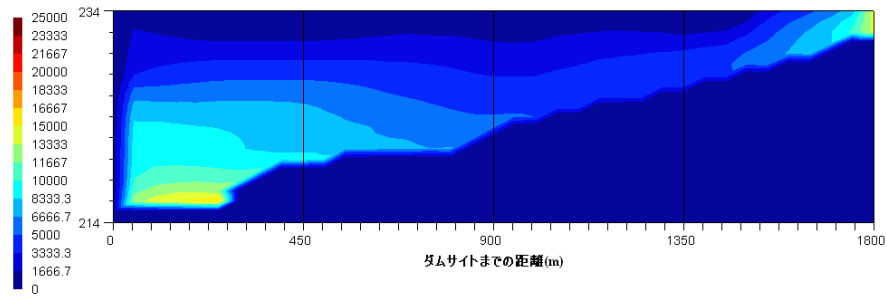


図 4-3-12 CASE-6:ピーク流入 120 分後(貯水位 235.0m)

(2) 密度流の流下速度

CASE-6 で貯水位を変化させた場合の SS ピーク流入 1 時間後のダムサイトから 1,450m 上流断面の流速と SS の鉛直分布を図 4-3-13～15 に示す。貯水池内に底層密度流が発生する場合、流れの主流が低層に位置し、表層に逆流が発生する。ここで、水位が高いほど、主流の最大流速と土砂濃度が小さくなり、逆流の流速が大きくなる傾向が見られるが、密度流の流下速度には大きな差は見られない。この時点の密度流の最大流下速度は貯水位 245.0m, 240.0m, 235.0m ではそれぞれ 0.38m/s, 0.41m/s, 0.42m/s であり、水深が深くなるほど鉛直拡散も大きくなり、密度流の厚さが大きくなるとともに最大流速が若干遅くなると考えられる。

韓其為⁷⁾ は潜り込んだ後の密度流の流れを等流と近似し、また幅広長方形断面を仮定し式 (4-3-8) に示す密度流の流下速度の推定式を提案している。

$$V = \sqrt[3]{\frac{8}{f} \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho} g \cdot \frac{Q}{B} \cdot S} \quad (4-3-8)$$

ここで、 V : 流下流速, f : 摩擦係数, $\Delta\rho$: 流入濁水と貯水池内水の密度差, Q : 流入流量, B : 流水幅, S : 河床勾配である。なお、一般に $f = 0.025$ である。

そこで、図 4-3-13～15 のデータを参考に、以下の数値を用いて宇奈月ダムにおける底層密度流の流下流速を推定すれば $V = 0.49\text{m/s}$ と得られた。これは図 4-3-13～15 の最大流速と概ね一致しており、式 (4-3-8) を用いて密度流の流下流速を推定することが可能と考えられる。

($\Delta\rho/\rho = 2.5 \times 10^{-3}$ (T=10℃ 一定, 密度流 5,000mg/l, 貯水池内 1,000mg/l と仮定), $Q = 300\text{m}^3/\text{s}$, $B = 200\text{m}$, $S = 0.01$)

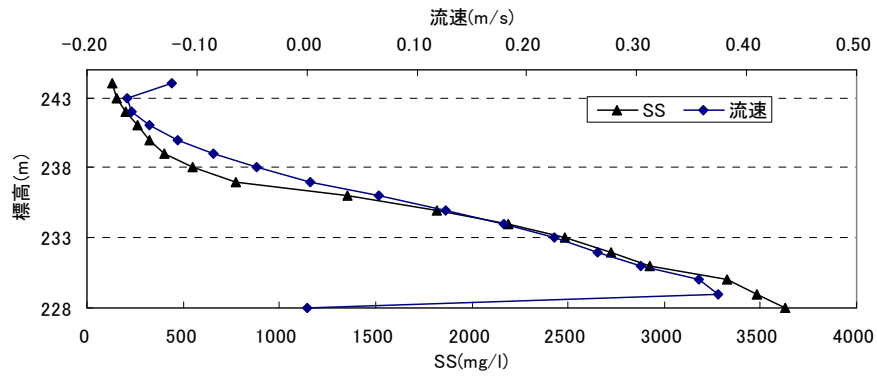


図 4-3-13 ピーク流入 1 時間後の流速と SS (245.0m)

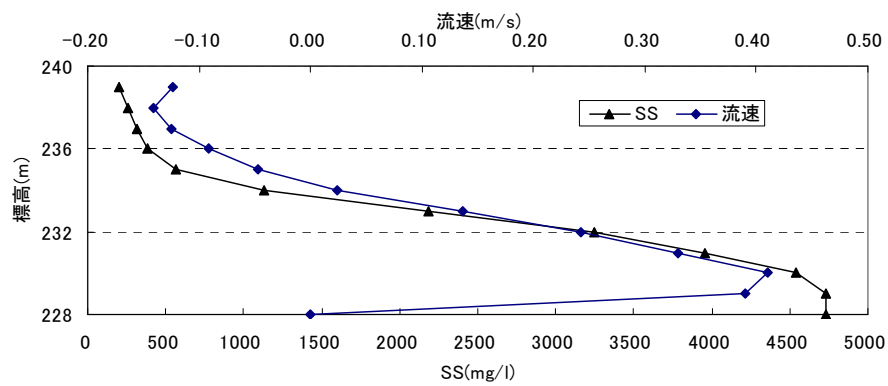


図 4-3-14 ピーク流入 1 時間後の流速と SS (240.0m)

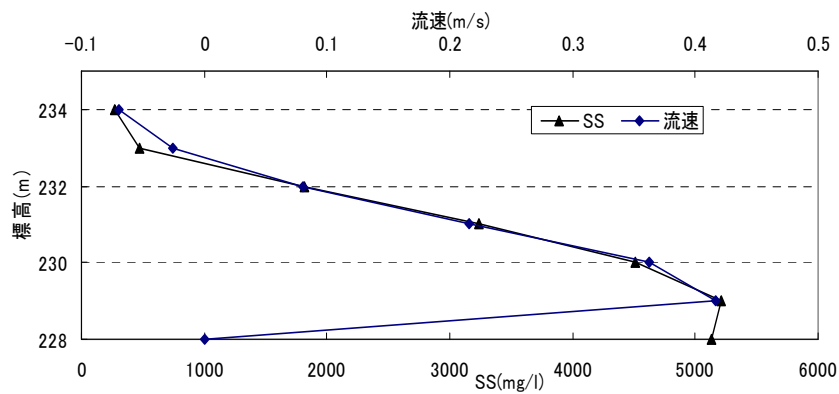


図 4-3-15 ピーク流入 1 時間後の流速と SS (235.0m)

(3) 放流 SS について

検討した各ケースの放流 SS のピーク値を表 4-3-4 に示す．これによれば，貯水位が低いほど放流 SS のピーク値が高くなっている．これは貯水位が低くなると流入した土砂がダム

サイトまで辿り着く距離が短くなり、進行中の沈降量や拡散量が小さくなるからと考えられる。放流 SS のピーク値は貯水位 245.0m では 4,000mg/l 程度であるのに対して、235.0m では 10,000mg/l 程度まで上昇している。一方、放流設備の組み合わせでは、排砂ゲートを含めて全体の放流標高を低くするほど、ダム前面の底層に到達する高濁度層を放流可能となるため放流 SS のピーク値も高くなっている。

なお、密度流の流下時間は密度流排出を計画する際に重要なパラメータであり、流入流量、放流流量、流入土砂濃度および貯水池水位などによって決められると考えられる。ここで、密度流の流下時間を図 4-3-16 に示す流入 SS のピーク値と放流 SS のピーク値の時間差から計算すると、貯水位 245.0m、240.0m、235.0m ではそれぞれ 2 時間 10 分、1 時間 40 分、1 時間 10 分となり、当然のことながら貯水位が低いほど早くダムまで到達していることがわかる。

次に、図 4-3-17 に放流 SS における代表粒径の構成を示す。放流 SS の粒度分布は貯水位変化にかかわらずほぼ一致しており、代表粒径 4 と 5 の割合はほぼゼロとなる。一方、代表粒径 3 の割合は 60%まで上昇している。これは、密度流が流下する際に $90\mu\text{m}$ 以上の大きな粒径の土砂が沈降してしまいほとんどダムまで到達しないためである。

表 4-3-4 放流 SS のピーク値(mg/l)

CASE	245.0m	240.0m	235.0m
CASE-1	3551	-	-
CASE-2	4228	5542	9342
CASE-3	4545	5913	10599
CASE-4	4315	-	-
CASE-5	3876	-	-
CASE-6	4555	5907	10164
CASE-7	4717	6107	10384

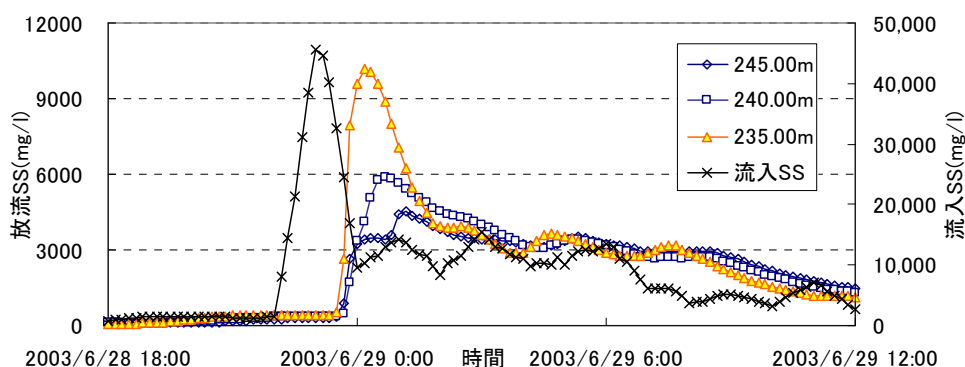


図 4-3-16 流入 SS と放流 SS の比較(CASE-6)

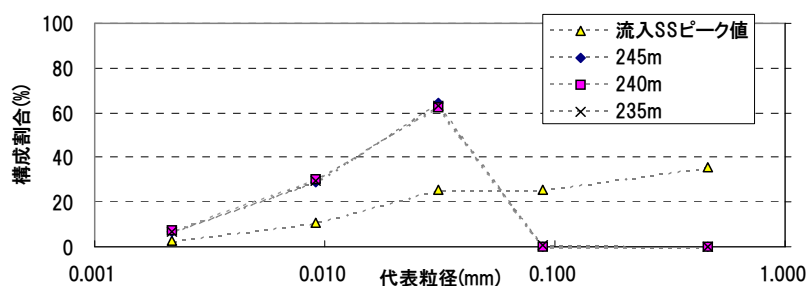


図 4-3-17 流入 SS／放流 SS の粒径構成割合(CASE-6)

(4) 流入 SS の捕捉率

SS の捕捉率はその粒度分布と貯水位，放流設備の組み合わせなどによって決定される．貯水池の水位は密度流発生及びダムサイトまでの到達時間に影響し，最終的に土砂の沈降量と拡散量を決定する．従って，水位が高いほどダムサイトまで辿り着く土砂濃度が小さくなり，放流される SS も小さくなると考えられる．

貯水位 245.0m を例として，流入 SS に対する捕捉率の時間的変化を CASE-1, 2, 6 の放流条件ごとに逐次計算して示したものを図 4-3-18 に示す．この図から分かるように，常用洪水吐ゲートのみ放流する CASE-1 の捕捉率が一番高く，CASE-6 の捕捉率が一番低くなっている．これは，放流設備の標高の差やその操作方法による効果と考えられる．CASE-6 で貯水位を変化させた場合の SS の捕捉率の変化を図 4-3-19 に示す．水位が低いほど，捕捉率が小さいことが分かる．さらに，代表粒径ごとの捕捉率の変化を貯水位 245.0m の CASE-6 の結果を例として図 4-3-20 に示す．これより，代表粒径 1, 2 の捕捉率はほぼ 100%で，代表粒径 3 の捕捉率は約 58%，代表粒径 4 と 5 の捕捉率は 19%と 17%になっており，粒径が大きいほど捕捉率が高くなっていることが分かる．

各水位，各ケースに対応する放流 SS の捕捉率を表 4-3-5 に示す．全 SS に関しては，貯水位 245.0m で 78～83%，貯水位 240.0m で 77～79%，貯水位 235.0m で 74～77%の範囲で変動し，貯水位および CASE ごとの差は必ずしも大きくはない．しかし，微細粒土砂（ここで，代表粒径 3 (=0.044mm) 以下) の捕捉率に着目すれば貯水位 245.0m で 45～57%，240.0m では 41～46%，235.0m では 34～41%のような大きな差が見られ，特に，貯水位が高い 245.0m の場合には 12%程度の差が生じ，排砂ゲート操作による密度流排出の効果が著しいことが分かる．

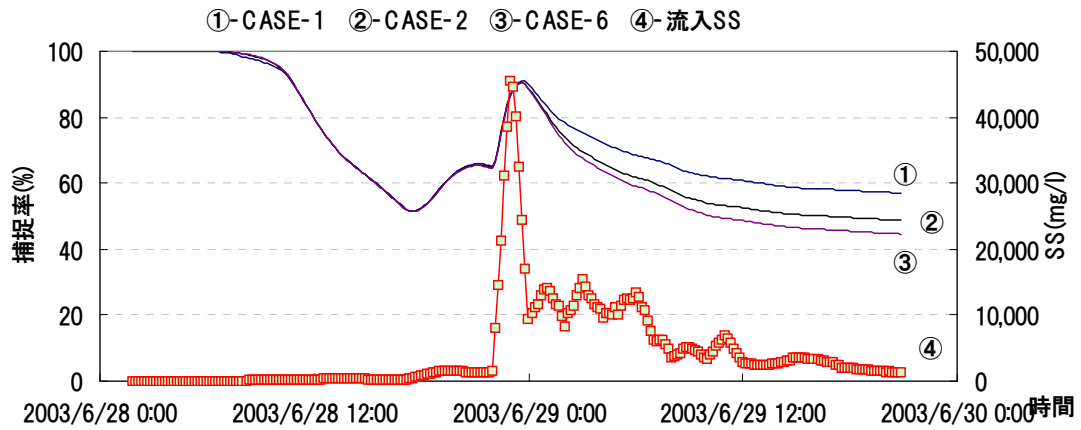


図 4-3-18 貯水位 245.0m の各ケースの捕捉率の変化

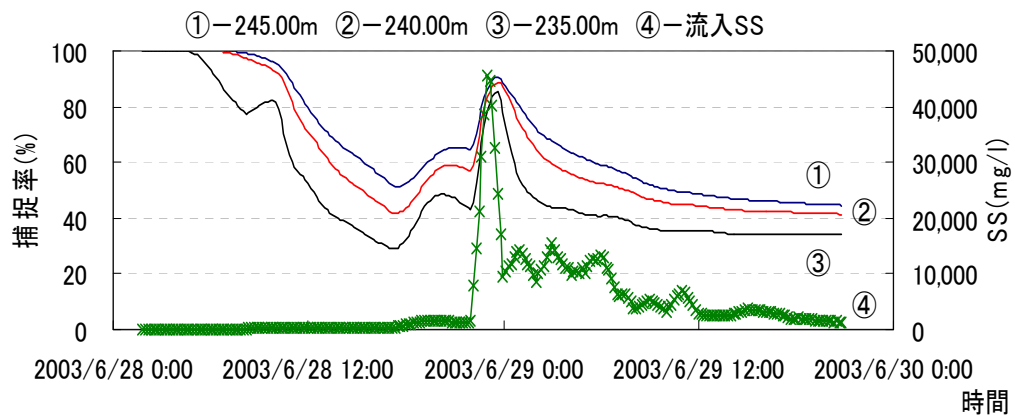


図 4-3-19 貯水位変化による捕捉率の変化 (CASE-6)

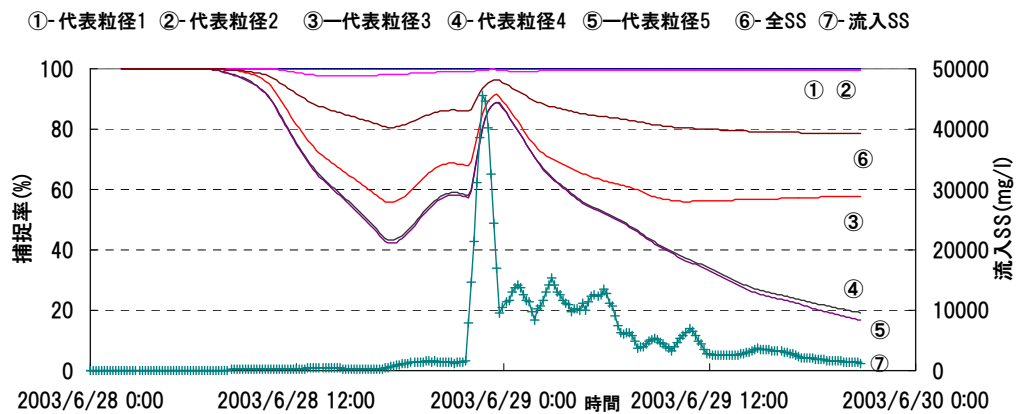


図 4-3-20 代表粒径と全土砂の捕捉率の変化

(貯水位 245.0m, CASE-6)

表 4-3-5 全 SS 及び 44 μ m 以下土砂の捕捉率

CASE	245.0m		240.0m		235.0m	
	0.044mm 以下	全 SS	0.044mm 以下	全 SS	0.044mm 以下	全 SS
CASE-1	57.02	83.29	-	-	-	-
CASE-2	48.74	80.06	46.06	79.05	40.85	76.99
CASE-3	45.05	78.57	41.74	77.35	34.0	74.27
CASE-4	45.35	78.70	-	-	-	-
CASE-5	51.88	81.29	-	-	-	-
CASE-6	44.59	78.40	41.39	77.22	33.91	74.24
CASE-7	44.64	78.46	41.45	77.26	34.18	74.40

4.3.4 小規模洪水の場合

ここまでは、宇奈月ダム流入量を 850m³/s の中規模出水を対象として検討したが、ここでは小規模の洪水（450 m³/s）も対象として検討を行った。計算条件としては、中規模洪水時の時系列データ（流入する流量と土砂濃度）を 0.5 倍にして、宇奈月ダム貯水池に流入する洪水と土砂濃度を与えた。

その結果を図 4-3-21～29 に示す。これらの図から、宇奈月ダム貯水池では、小規模の洪水でも密度流は発生し、しかも、貯水位が低いほど、ダムサイトに迫り着く濁水の濃度が高くなり、中規模洪水の結果と一致していることが分かる。従って、2001 年の連携排砂・通砂、2002、2004 と 2006 年の連携排砂時に発生したような小規模洪水時においては、現状のように完全に水位低下を行わなくても、できるだけ水位を低下させて運用することにより、貯水位を維持したままでも密度流により細粒土砂を効果的に排出することができる。

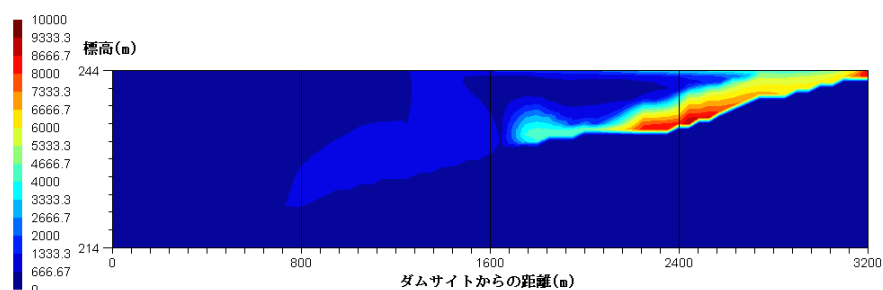


図 4-3-21 CASE-6:ピーク流入 60 分後(貯水位 245.0m)

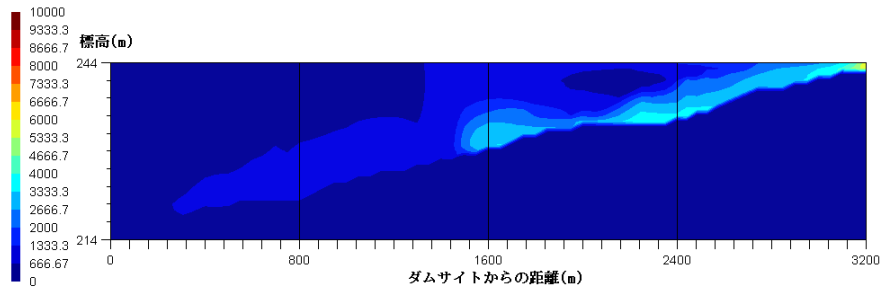


図 4-3-22 CASE-6:ピーク流入 90 分後(貯水位 245.0m)

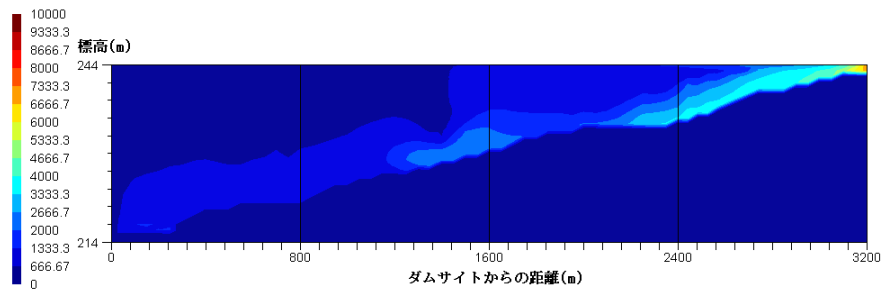


図 4-3-23 CASE-6:ピーク流入 120 分後(貯水位 245.0m)

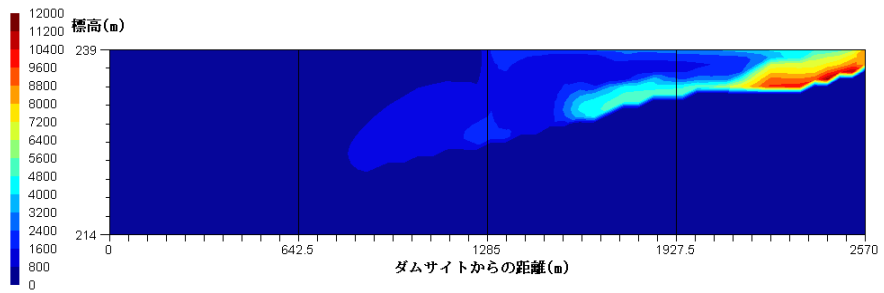


図 4-3-24 CASE-6:ピーク流入 60 分後(貯水位 240.0m)

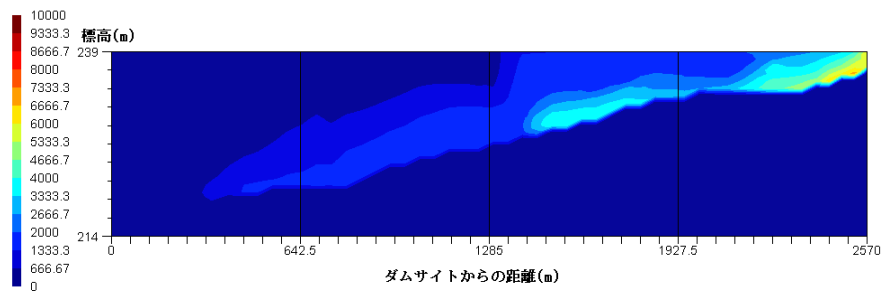


図 4-3-25 CASE-6:ピーク流入 90 分後(貯水位 240.0m)

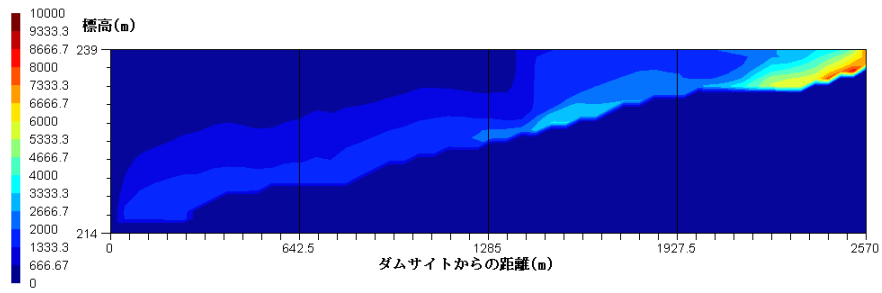


図 4-3-26 CASE-6:ピーク流入 120 分後(貯水位 240.0m)

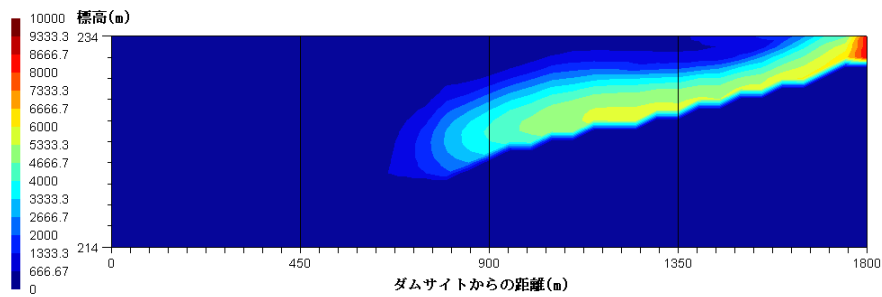


図 4-3-27 CASE-6:ピーク流入 60 分後(貯水位 235.0m)

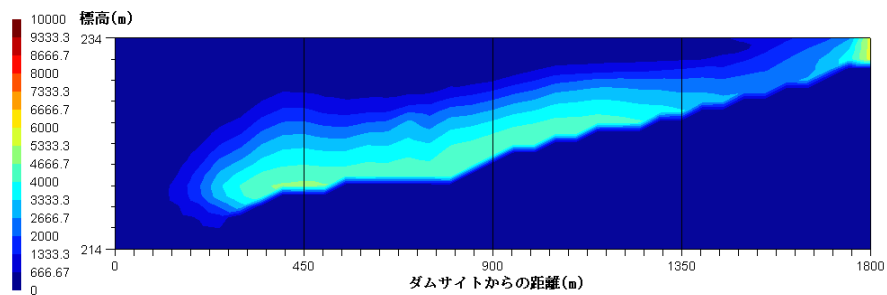


図 4-3-28 CASE-6:ピーク流入 90 分後(貯水位 235.0m)

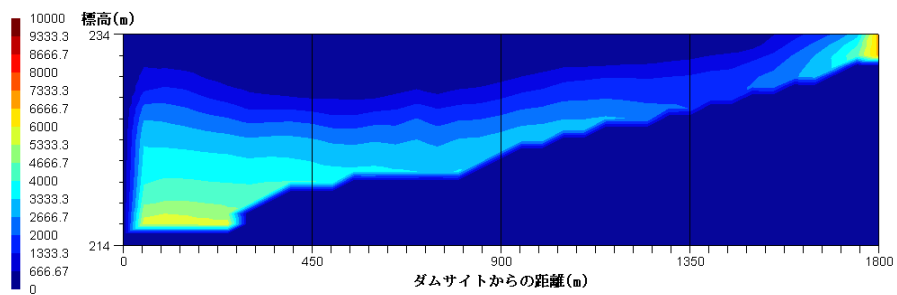


図 4-3-29 CASE-6:ピーク流入 120 分後(貯水位 235.0m)

4.3.5 密度流排出の可能性

密度流排出に関する検討の結論は以下のとおりである。

(1)出し平ダムから排出された高濃度濁水を宇奈月ダムから密度流状態で排出させる可能性があることが確認された。

(2)密度流の流下流速から貯水池流下時間を概略で推定することが可能であり、密度流排出のタイミングを計画するのに利用可能と考えられる。

(3)密度流排出では、貯水位が低いほど、また常用洪水吐ゲート、水位低下用ゲート、排砂ゲートの順に SS の捕捉率が低くなり、出来るだけ放流標高が低いゲートを用いることが効果的である。

(4)流入 SS 全体の捕捉率は約 75%であるが、魚類生態等に影響が大きいと考えられる微細粒土砂（この計算では $44\mu\text{m}$ 以下）の捕捉率は 35%以下となり、密度流排出の有効性が確認された。

(5)宇奈月ダムでは、小規模の洪水でも密度流は発生し、2001 年の連携排砂・通砂、2002、2004 と 2006 年の連携排砂時に発生したような小規模洪水時には、現状のように完全に水位低下を行わなくても、できるだけ水位を低下させて運用することにより、貯水位を維持したままでも密度流により細粒土砂を効果的に排出することができる。

4.4 1次元河床変動計算を用いたフラッシング排砂の計算

連携排砂・通砂時に出し平ダムから排出される土砂のうち、宇奈月ダムでは密度流排出を実施した場合においても粒径 0.0892mm 以上の比較的粗粒部分の土砂の大部分は捕捉される。従って、これらの粗粒粒径に対しては、水位を完全に低下させるフラッシング排砂により排出するための検討を引き続き行う必要がある。ここでは、前節の密度流排出時の計算結果を入力条件として引き続き 1 次元河床変動計算によるフラッシング排砂の検討を行い、密度流排出による効果を検証する。

4.4.1 フラッシング排砂計算の基礎式

ここで、Denmark の DHI Water & Environment によって開発された MIKE-11 を用いて 1 次元河床変動計算によるフラッシング排砂の検討を行う。

(1) 水理計算

ここで、MIKE-11 の水理計算モジュール (HD) に High Order Fully Dynamic を適用し、水は非圧縮で、均一であり、鉛直加速度を無視することにより鉛直方向は静水圧分布と仮定する。このような仮定に基づいて、MIKE-11 では水深積分された連続式 (4-4-1) 及び運動量保存式 (4-4-2) (「サン・ブナン」式) を用いて水理計算を行っている。

1) 質量保存式

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (4-4-1)$$

2) 運動量保存式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \quad (4-4-2)$$

ここに、 Q —流量； A —流下断面積； q —横流入量、宇奈月ダムの場合 $q=0$ とする； h —水深； C —Chezy の抵抗係数； R —径深； α —運動量補正係数。

(2) 土砂輸送計算

ここで、MIKE-11 の非粘着性流砂輸送モデル Van Rijn Model を選択し計算を行った。本モデルでは、流送土砂は河床せん断速度と粒子の沈降速度の相対的な大きさによって、掃流砂と浮遊砂に分けられている。その中、掃流砂は回転や跳躍によって輸送されるとみなされ、その比率は跳躍高さの関数として記述されている。一方、浮遊砂は局所的な濃度と流速の積を深さ方向に積分することにより決定される。その基準濃度は掃流砂輸送から決定される。

1) 掃流砂輸送式

掃流砂輸送率は粒子速度 u_{bs} 、跳躍高さ δ_b 、掃流砂濃度 C_b の積から (4-4-3) 式のように計算している。

$$q_b = u_{bs} \times \delta_b \times C_b \quad (4-4-3)$$

ここに、

$$\frac{u_{bs}}{((s-1)gd)^{0.5}} = 1.5T^{0.6} \quad (4-4-4)$$

$$\frac{\delta_b}{d} = 0.3D_*^{0.7}T^{0.5} \quad (4-4-5)$$

$$\frac{C_b}{C_0} = 0.18 \frac{T}{D_*} \quad (4-4-6)$$

ここに、 D_* は無次元粒径、 T は輸送ステージパラメータであり、式 (4-4-7) と (4-4-8) で計算している。

$$D_* = d_{50} \left(\frac{s-1}{\nu} g \right)^{1/3} \quad (4-4-7)$$

$$T = \frac{\left(u_g' \right)^2 - \left(u_{f,cr}' \right)^2}{\left(u_{f,cr}' \right)^2} \quad (4-4-8)$$

ここに、 $u'_{f,cr}$ は Shields の限界河床せん断速度であり、 u'_g は粒径に関する河床せん断速度で、(4-4-9) 式で計算している。

$$u'_g = \frac{g^{0.5}}{C'} u \quad (4-4-9)$$

ここに、 C' は表面摩擦に関する Chezy の係数で、(4-4-10) 式で計算している。

$$C' = 18 \log \left(\frac{R}{3d_{90}} \right) \quad (4-4-10)$$

ここに、 R は抵抗径深である。

2) 浮遊砂輸送式

Van Rijn Model における浮遊砂輸送式は (4-4-11) 式によって計算している。

$$q_s = F \times u \times D \times C_a \quad (4-4-11)$$

ここに、 D は流れの水深であり、 F は次の式で与えられている。

$$F = \frac{\left(\frac{a}{D} \right)^{Z'} - \left(\frac{a}{D} \right)^{1.2}}{\left(1 - \left(\frac{a}{D} \right) \right)^{Z'} \times (1.2 - Z')} \quad (4-4-12)$$

また、 C_a は参照濃度であり、(4-4-13) 式で与えられている。

$$C_a = 0.015 \times \frac{d_{50}}{a} \times \frac{T^{1.5}}{D_*^{0.3}} \quad (4-4-13)$$

他の計算パラメータを表 4-4-1 に示す。

表 4-4-1 土砂輸送モデルパラメータ

項目	値	項目	値
土砂の比重	2.65	PSI	0.9
動粘性係数	1×10^{-6}	Fi	0.9
Beta (動的摩擦係数)	0.65	Fac	1.5
限界 Theta	0.056	空隙率	0.35
Gamma	1		

4.4.2 フラッシング排砂の計算の条件

(1) 宇奈月ダム貯水池のモデル化

ここで、MIKE-11 のネットワークエディタと断面エディタを用いて宇奈月ダム貯水池のモデル化した (図 4-4-1 に示す)。貯水池の長さは密度流計算時と同じようにダム堤防から上流 3,200m 範囲を対象とし、2005 年の 9 月に実施された断面測量データを用いて約 50m 間隔の断面を作成した。

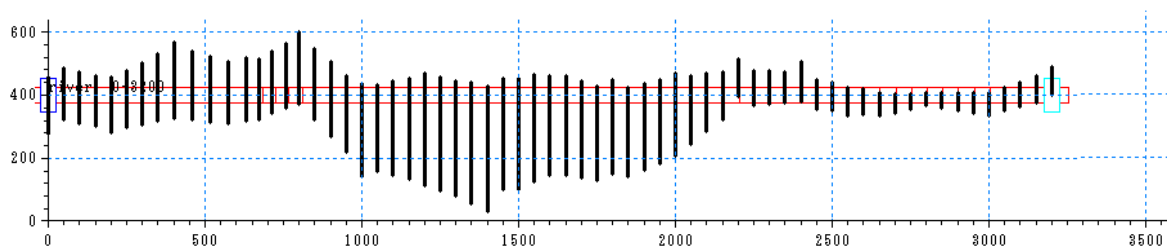


図 4-4-1 宇奈月ダム貯水池のモデル化

(2) 流入放流条件

MIKE-11 の境界エディタを用いて計算時の流入放流時系列データを入力した。フラッシング排砂時の水位低下及び流入、放流流量は 2003 年の連携排砂時の水位低下及び自然流下時の実測値を用いた (図 4-4-2 に示す)。一方、流入する土砂濃度は密度流計算が終わる以降の土砂濃度を入力した (図 4-4-3 に示す)。代表粒径の分割は密度流排出計算時と同じように取り扱った。(図 4-3-3 と表 4-3-3 に示す)。

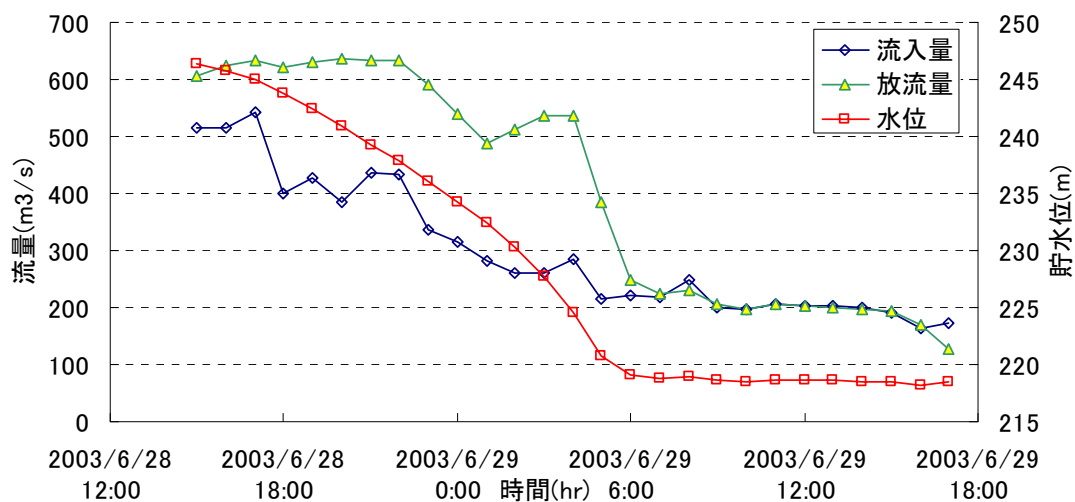


図 4-4-2 フラッシング排砂時の水位低下及び流入放流流量の変化



図 4-4-3 フラッシング排砂時の流入土砂の変化

(3) 初期条件

MIKE-11 の水理計算モジュール (HD) を用いて計算用の初期水位及び流量を入力した。検討した 3CASE の水位の計算時の初期条件を表 4-4-2 に示す。

また、初期河床高は密度流排出後に貯水池内に捕捉された土砂を密度流計算の初期河床高の上に均一堆積したと仮定し、その場合の河床材料については捕捉された土砂粒径の割合（表 4-4-3）で与えた。

表 4-4-2 初期水位と流入量

検討する水位		245.0m	240.0m	235.0m
初期条件	水位(m)	246.41	240.89	236
	流入量(m ³ /s)	515.75	385.08	337.86

表 4-4-3 河床における代表粒径の割合(%)

CASE	CASE-1	CASE-6		
貯水位(m)	245.0	245.0	240.0	235.0
代表粒径(0.461mm)	42.50	45.15	45.84	47.68
代表粒径(0.0892mm)	30.93	32.78	33.36	34.60
代表粒径(0.0311mm)	22.93	18.95	18.63	16.32
代表粒径(0.0092mm)	3.07	2.59	1.86	1.22
代表粒径(0.0021mm)	0.56	0.53	0.31	0.17

4.4.3 フラッシング排砂計算の結果

フラッシング排砂の計算は、現在の排砂方法に最も近い CASE-1 と密度流計算で捕捉率が最も小さい CASE-6 を比較することにより密度流排出の効果を検討した。計算結果を図 4-4-4~7 に示す。まず、貯水位 245m における CASE-1 と CASE-6 の結果から、密度流排出を導入する場合としない場合で、放流 SS のピーク値はいずれも 6/29 7:00 に現れているが、その差は約 10,000mg/l であり、主に 31 μ m 以下の細粒土砂の排出の差が現れている。さらに、密度流排出時の貯水位を低下させると、貯水位 240m で放流 SS のピーク値は 20,000mg/l、貯水位 235m で 50,000mg/l の低下となっており、より放流 SS の低減効果が高いことが確認された。

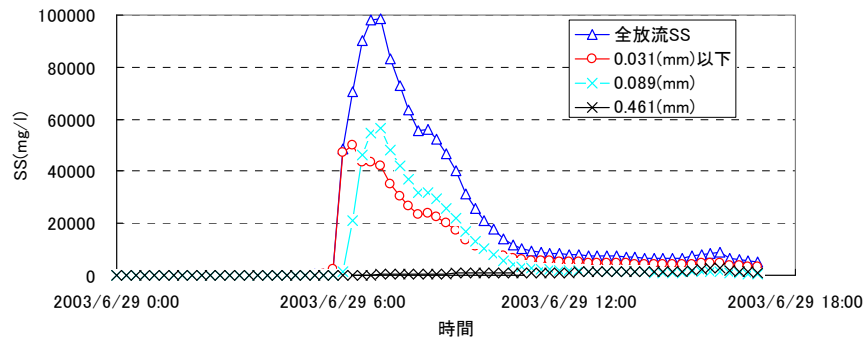


図 4-4-4 CASE-1 のフラッシング排砂の計算結果 (245m 貯水位)

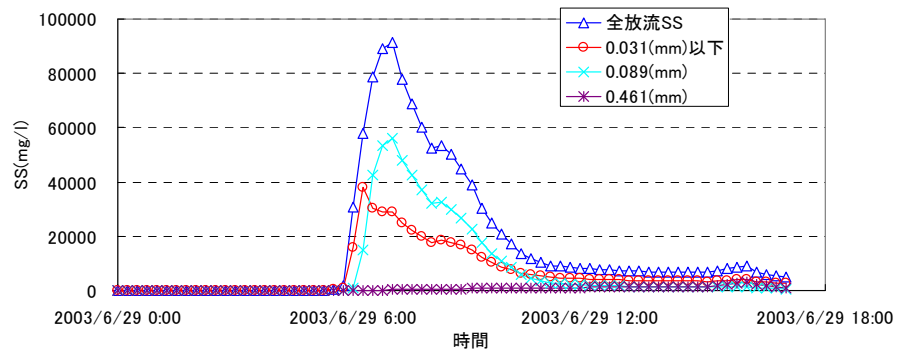


図 4-4-5 CASE-6:フラッシング排砂の計算結果の比較 (245m 貯水位)

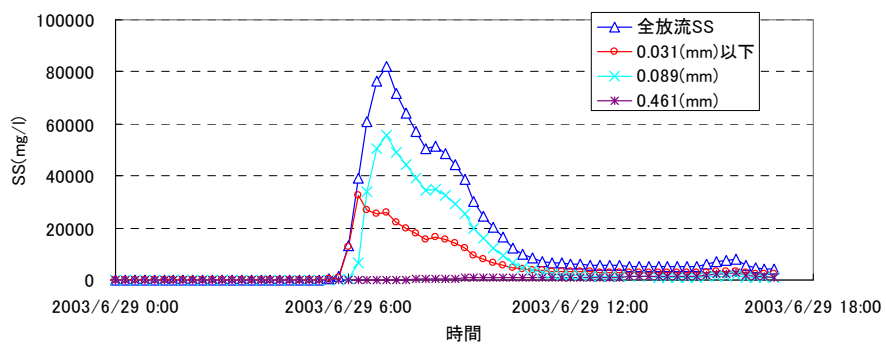


図 4-4-6 CASE-6:フラッシング排砂の計算結果の比較 (240m 貯水位)

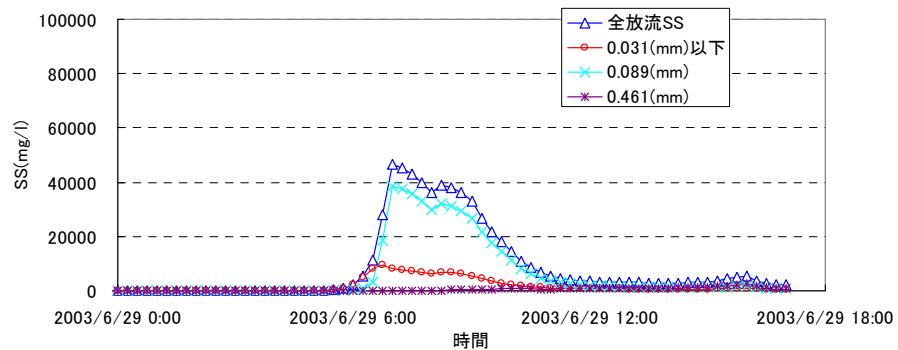


図 4-4-7 CASE-6:フラッシング排砂の計算結果の比較 (235m 貯水位)

4.5 密度流排出とフラッシング排砂方法を統合した新たな排砂方法の提案

貯水池内に土砂を堆積させないダムを実現するためには、できるだけ高濃度土砂を効率的に排出することが望ましい。一方、下流域の環境へのインパクトをできるだけ軽減するためには低濃度の土砂を放流することが望ましい。そこで、第3節と第4節の検討結果から、安定化した貯水池の河床勾配を維持するのにフラッシング排砂方法が有効であるが、さらに安全性や利水の観点からフラッシング排砂に加えて密度流排出方法を効果的に導入することが有効であることが示唆される。従ってここでは、黒部川の連携排砂に対して、安全性を考慮した密度流排出方法と効率性を考慮したフラッシング方法を統合した新たな排砂方法を提案する。

4.5.1 密度流排出とフラッシング排砂を結合した連携排砂

ここで、将来の宇奈月ダム貯水池の堆砂形状が安定化した場合を想定し、上流からの出し平ダムのフラッシング排砂により流入する高濃度土砂を、宇奈月ダムでは先に密度流排出を用いて微細粒部分を排出し、次に貯水位を低下してフラッシング排砂を行い、貯水池内に堆積した粗粒土砂を排出する。即ち、一回の排砂では、まず、ダム排砂による下流域の生態系や環境にインパクトになると懸念されている微細粒土砂を大量の水で希釈しながら放流する。次に、引き続き水位を低下しフラッシング排砂を実施し、宇奈月ダム貯水池に堆積した粗粒土砂を排出する。このように、微細粒土砂と粗粒土砂を分割して排出することにより、下流の生態系や環境へのインパクトが小さくなると考えられる。

4.5.2 密度流排出とフラッシング排砂を選択した連携通砂

ダム貯水池から土砂を排出するとき、効率と安全性が重要であるが、コスト的にも考える必要があると考えられる。貯水池の水位を低下するフラッシング排砂は効率的に非常に良い方法であるが、貯水池の水量を全部放流しながら土砂を排出するため、コスト的な損失が非常に大きいと考えられる。特に、連携排砂後に実施される連携通砂の場合、季節的または気候的に降雨が少ない確率もあるので、水位低下後の利水安全度も考える必要があると考えられる。

一方、従来の出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂・通砂の実績から見ると、両ダムの連携排砂時の放流 SS のピーク値は高くなっているが、同年に実施された連携通砂の放流 SS のピーク値は排砂に比べると図 4-5-1 に示すように、2005 年の出し平ダム（水位低下を中断し洪

水処理へ移行したあと、再び水位を低下しフラッシング排砂を実施)の特殊な操作と 2001 年、2004 年の宇奈月ダムの結果（堆砂形状の変化に伴う SS ピーク値の変化）を除くと、殆どが連携通砂時の放流 SS は連携排砂時より小さくなっている。これは、毎年はじめの洪水に実施される連携排砂では貯水池に堆積した土砂は殆どが排出され、次の連携通砂時に排出される土砂量は少ないことを反映していると考えられる。

従って、毎回の連携通砂では、宇奈月ダムは必ず水位を低下したフラッシング排砂を採用しなくても、コストや利水安全度を考慮し、上流から流入する高濃度土砂のうち、後続のフラッシング時に影響が大きい微細粒土砂のみを密度流排出方法で通過させるのが一つの有効な方法であると考えられる。環境面については次章で検討するが、貯水池内に堆積して土砂の還元化による質的な変化を生じる可能性が高く、さらに、魚類に対する影響が最も懸念されるのもこれら細粒土砂の成分であり、これを貯水池に極力貯めないような操作を目指すことが望まれる。なお、大きな洪水が発生するまたは貯水池に大量の土砂が堆積するなど止むを得ない場合には、宇奈月ダムも水位を低下したフラッシング排砂による通砂を実施する必要がある。

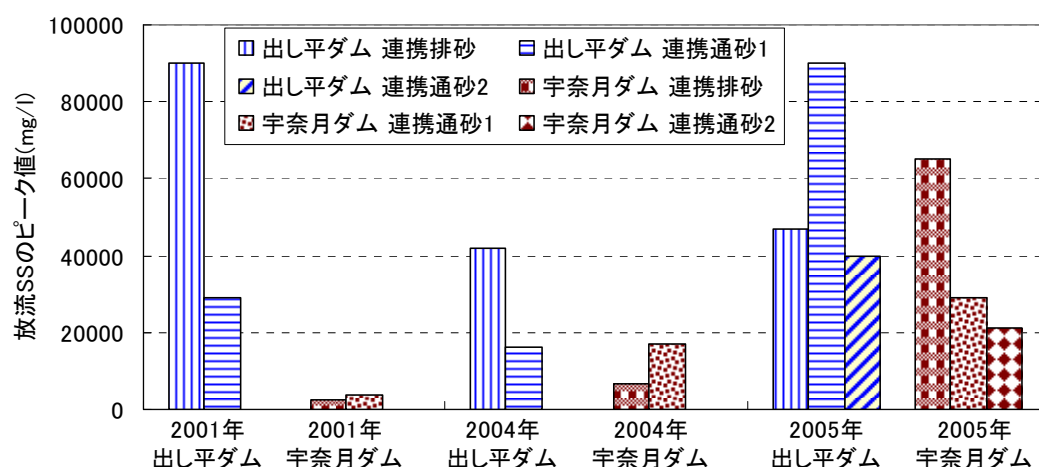


図 4-5-1 出し平ダムと宇奈月ダムにおける連携排砂と通砂時の放流 SS ピーク値の比較

4.6 結語

本章では、貯水池内に流入する細粒土砂の具体的な制御方策を対象とした。

まず、宇奈月ダムを対象として、フラッシング排砂時の貯水池内からの高濃度微細粒土砂の排出現象に着目し、これに影響を及ぼす貯水位低下速度と放流 SS の変化などの相関について、これまでの排砂操作に関する現地データをもとに検討し、貯水池水位低下速度と放流 SS 予測式を誘導した。

次に、通常の洪水時や新しい通砂操作の開発などを視野に入れ、貯水位を低下させずに微細粒土砂の貯水池通過を促すための手段として、排砂効率と安全性を同時に考慮した密度流排出の有効性に関して、鉛直 2 次元移流拡散数値シミュレーションを用いて検討した。その結果、①出し平ダムから排出された高濃度濁水を宇奈月ダムから密度流状態で排出させる可能性があることが確認され、②密度流の流下流速から貯水池流下時間を概略で推定することが可能であり、密度流排出のタイミングを計画するのに利用可能と考えられる、③密度流排出では、貯水位が低いほど、また常用洪水吐ゲート、水位低下用ゲート、排砂ゲートの順に流入 SS の捕捉率が低くなり、出来るだけ放流標高が低いゲートを用いることが効果的である、④流入 SS 全体の捕捉率は約 75% であるが、魚類生態等に影響が大きいと考えられる微細粒土砂（この計算では $44\mu\text{m}$ 以下）の捕捉率は 35% 以下となり、密度流排出は極めて有効である、ことなどが確認された。

さらに、水位を低下するフラッシング排砂計算を引き続いて実施し、上述の密度流排出を先行して実施して、貯水池内の微細粒土砂の堆積を抑制した上で排砂させた場合と、実施せずに微細粒土砂を含めた堆積土砂を水位低下後に一気に排砂した場合の比較について、主に放流 SS の変化に着目して検討を行った。その結果、より低い貯水位で密度流排出を事前に実施した場合の方が後続のフラッシング排砂時の放流 SS のピークを大幅に低減できることが確認され、下流河川環境に対するインパクトも小さくすることが可能であることが明らかとなった。

最後に、密度流排出とフラッシング排砂を結合した新たな連携排砂または通砂方法を提案し、排砂方法の効果について検討を行い、改善方策を提案した。具体的に、連携排砂の場合は宇奈月ダムでは先に密度流排出を、次にフラッシング排砂を実施する。一方、連携通砂の場合、その時の洪水レベルや貯水池の堆積状況に合わせて、密度流排出かフラッシング排砂をするか選択する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 角哲也：ダム貯水池土砂管理の将来，貯水池土砂管理国際シンポジウム論文集，pp117-126，2000.
- 2) 角哲也：ダム貯水池からの排砂と排砂時の放流水質管理，ダム技術，No. 127，pp.30-39，1997.
- 3) 木下篤彦，藤田正治，田川正明，水山高久，澤田豊明：排砂に伴う濁りが魚類に与える生理的影響とその評価法，砂防学会誌，Vol.58，No. 3，pp.34-43，2005.
- 4) 角 哲也・白音包力皋・森田佐一郎：宇奈月ダムフラッシング排砂時の細粒土砂流下特性，水工学論文集，第 50 巻，pp.779-784，2006.
- 5) 高田康史：貯水池土砂管理手法とダム計画・管理への適用に関する研究，京都大学学位論文，2005.
- 6) 櫻井寿之・柏井条介：貯水池流動鉛直二次元モデルにおけるモデルレベルによる計算結果の比較，ダム工学，Vol.15，No.2，pp.106-119，2005.
- 7) 韓其為：水庫淤積，中国・科学出版社，2003.
- 8) 角哲也，高田康史，岡野眞久：ダム貯水池における洪水時の微細土砂流動特性と捕捉率に関する考察，河川技術論文集，第 9 巻，pp.353-358，2003.
- 9) 岡野眞久，梅田信，田中則和，横森源治：洪水時におけるダム貯水池流入微細粒土砂の挙動と貯水池堆砂管理への応用，河川技術論文集，第 9 巻，pp.73-78，2003.
- 10) 角哲也・白音包力皋・森田佐一郎：SMDP を用いたダム排砂時の SS 観測について，河川技術論文集 Vol.11，pp.315-320，2005.
- 11) 国土交通省 北陸地方整備局 黒部河川事務所ホームページ，<http://www.kurobe.go.jp>
- 12) 白音包力皋・角哲也：密度流排出を用いた黒部川連携排砂の高度化に関する研究，河川技術論文集 Vol.12，pp.265-270，2006.

第5章 ダム排砂時の微細土砂流下特性及び河川環境影響評価に関する検討

5.1 概説

第3章にダム貯水池上流域からの土砂生産とそのダム貯水池までの輸送について述べ、第4章に黒部川の連携排砂における宇奈月ダム貯水池の微細粒土砂の排出方法について述べた。ここでは、ダム貯水池から排出した土砂のモニタリングとその環境影響を評価する方法について検討する。

「流砂系の総合的な土砂管理」を実施するとき、河川を流れる土砂の量と質を時間と空間的に把握することが重要である。しかしながら、全流砂系における土砂移動のメカニズムは非常に複雑であり、流域にダム貯水池など人工的な構造物がある場合、その操作などが土砂移動にも大きな影響を与える。流砂系における土砂移動は時間的には主に洪水期に発生し、空間的には水源地の土砂生産から河口及び海岸までの全流域を含め、特に大洪水やダム排砂時の高濃度土砂の流れを計測するとき、人件的または機械的な要因で正確に把握することは非常に難しい。

そこで、角ら^{1),2)}は2000年から、ダム排砂時や大洪水時の高濃度土砂を計測することを対象として、SMDP (Suspended Sediment Concentration Measuring System with Differential Pressure Transmitter) の研究開発を行い、黒部川出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂時のダム下流の浮遊土砂濃度の計測、天竜川美和ダム土砂バイパストンネル開発に関する土砂動態モニタリング、小渋ダム貯水池内の土砂動態のモニタリングなどを実施している。第2節では、2004年度の黒部川連携排砂時のSMDPの計測結果を用いて、SMDP観測手法の精度とその計測可能であることについて検討する。

一方、ダム貯水池の下流域の河床の安定性の維持管理や河口の海岸侵食の防止の視点から、粗粒土砂の供給が重要であり、魚などを対象とした生態系への影響を軽減するためには微細粒土砂濃度を制限することが必要である。第3節では、2005年度の黒部川の連携排砂・通砂時のダム直下を実施した採水法による資料の浮遊土砂の粒度分析を行い、宇奈月ダムから排出された土砂の粒径変化特性、粒径別の土砂収支及びSSと濁度の相関について検討する。

ダム排砂時の下流域の環境や生態系への影響の評価については、Merle³⁾により表5-1-1に示すように整理している。今の段階では、出し平ダムから排出される土砂の粗粒部分は殆ど宇奈月ダム貯水池内に捕捉されているため、連携排砂による宇奈月ダムの下流域の河床の地形には大きな変化が見られない。一方、前田らはアユを対象として、連携排砂時の流量、水温、水質、底質及び堆積などの変化による影響について検討している。そこで、第4節では連携排

砂時の宇奈月ダム直下における SS 濃度とさらに微細粒土砂に着目した SS 濃度の両者について、排砂中の時間経過に伴う濃度とその構成比、および継続時間について整理を行い、SS 濃度および FSS 濃度の両者を対象とする影響評価を検討する。

表 5-1-1 ダム排砂に関する環境影響 (Merle 2000)

生態系の構造要素	影響の種類	影響を受ける区域	期間
河床の地形	基盤の変形	直下流	中程度の期間から長期間
水質	● 動物相に対する有毒性	直下流	短期間
	● 浮遊物による取水口の目詰まり	直下流、場合によっては遠距離まで	短期間
	● 灌漑や飲料水としての問題	直下流、場合によっては遠距離まで	短期間
水生植物	● 藻類の微小植物：摩耗による剥離	直下流	短期間（短期間の発生サイクル）
	● 固定した水生植物堆積物に覆われる	遠くの下流	中程度の期間
底生無脊椎動物	● 浮遊して流されることによる直接的な物理的影響	直下流	短期間
	● 栄養素の蓄積や生息地が変化することによる間接的な影響	直下流	中程度の期間から長期間
魚 —産卵場 —稚魚 —生息構造	● 目詰まり ● 浮遊して流される ● 幼魚や成魚の下流への移動	直下流	中程度の期間

5.2 SMDPを用いた微細土砂の計測と評価

5.2.1 従来の浮遊砂観測手法

一般的な浮遊土砂濃度の計測手法としては、濁度計による連続観測や採水分析などの手法がある。濁度計は色などの影響を受けやすいし、その計測範囲にも限界がある一方、採水法はその採水間隔により精度が決まり、手間がかかるなどの課題がある。そのほかの観測手法は角ら⁴⁾は表5-2-1に示すように整理している。これらの手法は表に示したように長所もあれば短所もあり、黒部川の連携排砂のような短時間の高濃度土砂の特徴を正確に把握するにはいずれも適用性が困難であることが分かる。

表 5-2-1 微細粒土砂濃度計測法の分類⁴⁾

手 法	測 定 原 理	長 所	短 所
音響利用法	土砂による音響の後方散乱量により、土砂分布と濃度を測定	良好な空間的・時間的分解能。 土砂に遮られることなく鉛直方向に幅広く計測可能	土砂濃度の定量分析が困難。高濃度の土砂により音波が減衰
ボトル採水	取水口が流水と等流速になるように工夫したボトルを水浸して採水し、試験室にて分析	高い信頼性、長い実績あり。 濃度と粒径分布が計測可能。 他の手法の比較基準値として使用。	時間的に頻度多くデータを取ることが困難。採水及び分析に人手が必要。夜間のデータ取得に労力必要
ポンプ採水	ポンプにより採水し、試験室にて分析	信頼性、長い実績あり。 濃度と粒径分布が計測可能。	時間的に頻度多くデータを取ることが困難。分析に人手が必要
集中レーザー反射法	レーザー光が土砂粒子を反射する時間を計測し、粒子の弦を算出	粒子の径によらず、幅広い粒子径および濃度範囲を計測可能	高価。流れを阻害。スポット計測。
レーザー回折法	レーザー光が土砂粒子により回折する	粒子の径によらず計測可能	高価。流れを阻害。スポット計測、計測可能な粒子径の限定。
放射線利用法	γ線や X 線の後方散乱量や透過量から土砂濃度を測定	消費電力が少ない。幅広い粒子径および濃度範囲を計測可能	低感度。放射線の減衰。取り扱い規制。流れを阻害。スポット計測。
光学的手法 (散乱光式・透過光式)	可視光や赤外線による透過量や後方散乱量から土砂濃度を測定	単純。時間的分解能あり。遠隔操作・データ記録可能。比較的廉価。	土砂粒径に依存。流れを阻害。スポット計測。長期間計測時の装置汚れが問題。
リモートセンシング	水による光の反射・散乱スペクトルを遠隔計測	広範囲の面的分布を計測可能	低解像度。河川環境への適用困難。土砂粒径に依存。

5.2.2 SMDPを用いたダム排砂時のSSの計測方法

(1) SMDP の測定原理^{1), 2)}

SMDPは第1節に述べたように角らにより開発された高精度の差圧センサーによって流体の密度を直接測定することにより、洪水時の河川や貯水池における高濃度の浮遊砂濃度を連続で自動的に計測するシステムである。流水中に浮遊砂が含まれる水と含まれない水では密度が異なる。ここでは図5-2-1に示すように流体中に間隔 H を一定に保った2つの固定基準点を設け、これらの圧力（ P_H ：高压側， P_L ：低压側）を検出して密度測定を行う。

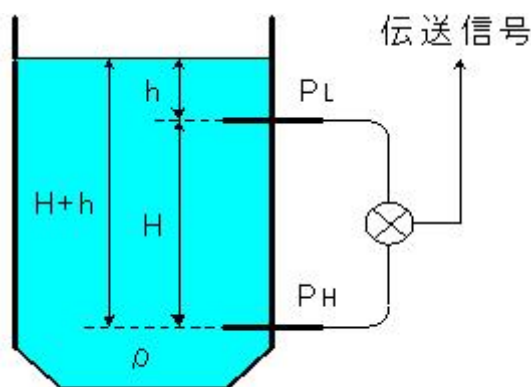


図5-2-1 SMDPの測定原理

ここで、平均密度を ρ ，重力加速度を g ，高压側，低压側検出口付近の流速をそれぞれ V_H, V_L とすれば，Bernoulliの定理より

$$\frac{P_H}{\rho g} + \frac{V_H^2}{2g} = \frac{P_L}{\rho g} + \frac{V_L^2}{2g} + H \quad (5-2-1)$$

であり，これより圧力差 ΔP は

$$\Delta P = P_H - P_L = \rho g H + \frac{\rho(V_L^2 - V_H^2)}{2} \quad (5-2-2)$$

となる。

いま $V_H = V_L$ とすれば，

$$\Delta P = P_H - P_L = \rho g H \quad (5-2-3)$$

となり、 g 、 H が既知であることより、圧力差 ΔP を求めることにより、平均密度 ρ およびSS濃度を知る事ができる。

しかし、一般には $V_H \neq V_L$ であり、(5-2-1)式は $\Delta P = \rho g H$ と断定すると、 $\frac{\rho(V_L^2 - V_H^2)}{2}$ が誤差項となる。そこで、精度を上げるためには V_H 、 V_L を同時に計測するか、装置の設計上、 $V_H = V_L$ となるように工夫するかのいずれかを選択する必要があるが、後者の方が現実的である。

次に、実際に求める圧力差を考えてみる。いまSS=0mg/lの水の密度を ρ_0 (g/cm³)とすれば、SS=0mg/l (I) からSS=10,000mg/l (II) に変化した場合の圧力差の変化量は(5-2-3)式より、

$$\Delta P_{II} - \Delta P_I = ((\rho_0 + 0.01) - \rho_0) g H \quad (5-2-4)$$

となり、仮に H を1,000mmとすれば約10mmH₂Oの微圧力の変化を検出することが必要となる。

このような微差圧を高精度で検出するために、本システムではシリコン振動式のセンサーを用いた差圧センサーを用いている。図5-2-2に示すのがシリコン振動式センサーであり、シリコン半導体プロセス技術を応用してシリコンの単結晶ダイアフラムに2つの振動子を形成し、ダイアフラム上の真空室に設置したものである。ダイアフラムの上下面に圧力差が生じることによりシリコンダイアフラムが弾性変形して振動子に歪が発生し、共振周波数が変化する。この周波数変化を計測することにより圧力差を検出することができる。

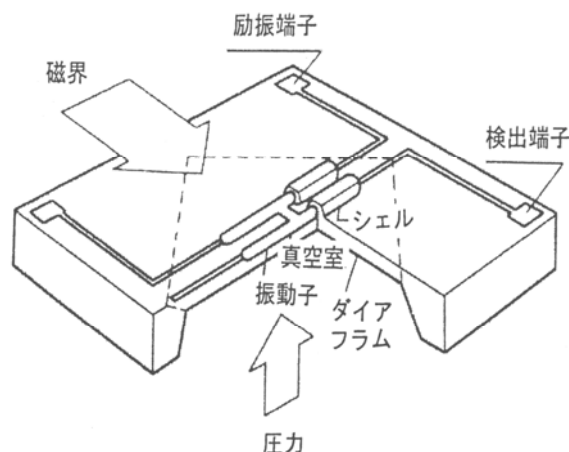


図5-2-2 差圧センサー

(2) SMDP 計測システム^{1), 2)}

図 5-2-3 に計測システムの模式図を示す。装置中心の円形のものが差圧センサー本体であり、 $H=1,000\text{mm}$ の間隔で上下に設置された 2 つの圧力検出口は細管で接続されている。当初の試作機においては、これら 2 つの圧力検出口には金属製のダイアフラムをつけた受圧部を設置し、差圧センサーまでの間の細管にはシリコンオイルを封じ込めていた。これは、高濃度を対象とする場合に土砂が細管内に進入することを防止するためであったが、1) 計測対象の水温が変化した場合に、封じ込めたシリコンオイルとの温度差が生じて不必要な差圧が発生してしまうこと、2) 細管内部への土砂の流入は現実にはほとんど考えられないこと、から、その後はダイアフラムを設置せずに、細管のみで中には水をそのまま注入する構造に改良した。

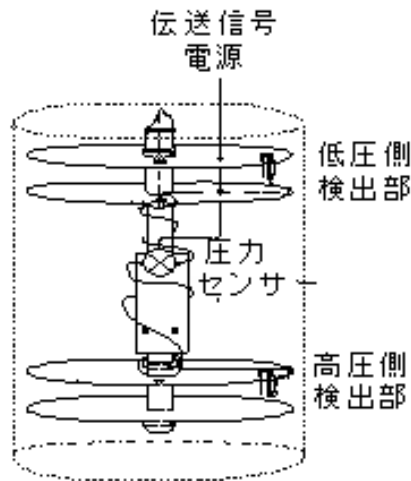


図 5-2-3 計測システム模式図

(3) SMDP の種類^{1), 2)}

ここで、実際の計測条件により、計測システム本体を水中（河川内あるいは貯水池内）に直接置くか置かないかによって、水循環型（図 5-2-4 と写真 5-2-1）と水中型（図 5-2-5 と写真 5-2-2）の二種類に分かれる。水循環型 SMDP は、流量及び水位変動が大きい自然河川の流れに適しており、ポンプで河川水を取り込んで配管を通して堤防上などに設置した水槽（内部に差圧センサーを設置）まで導水し、水槽内部の水が時間経過とともに順次入れ替わることで浮遊砂濃度を計測する。

水中型 SMDP は、一定以上の水深が常時に確保される貯水池などのような場所に適しており、差圧センサーを浮遊土砂濃度が変化する流体中に直接投入して計測するものである。この形式では、水深鉛直方向の高さを移動させることにより、異なる水深の浮遊土砂濃度を計測することも可能であり、天竜川小渋ダム貯水池内においてこのような計測を実施している。ここ

では、2004 年度の黒部川出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂・通砂時のダム下流の浮遊土砂濃度の計測結果について、SMDP と伝統的な採水手法の計測結果について比較検討を行い、SMDP を用いたダム排砂時の SS 濃度モニタリングの現状について記述する。

一方、SMDP 計測システムの計測レンジは多様であり、表 5-2-2 に示すように高，中，低濃度に分けられ、最大で 150,000ppm，最小で 100ppm まで計測することが可能である。

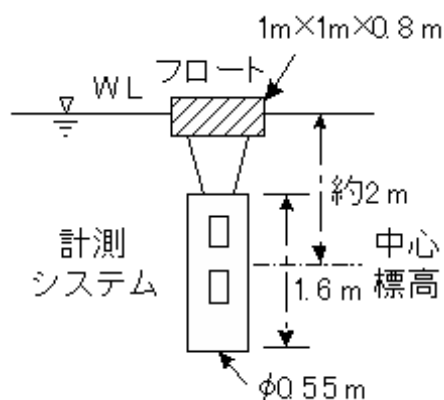


図 5-2-4 水中設置式システム

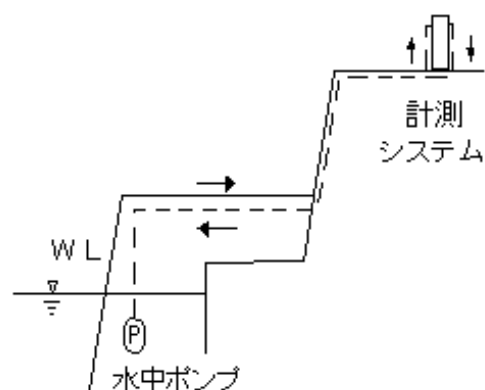


図 5-2-5 水循環式システム



写真 5-2-1 水中設置式システム



写真 5-2-2 水循環式システム

表 5-2-2 SMDP のパラメータ

項目	高濃度型	中濃度型	低濃度型
測定範囲 (RANGE)	0～5,000ppm 0～150,000ppm	0～1,000ppm 0～20,000ppm	0～100ppm 0～2,000ppm
精 度	±10% of Span	±10% of Span	±10% of Span
適用流速範囲	0～3m/s	0～3m/s	0～0.6m/s
寸 法・重 量	全長 1.65m 円筒形 (径 0.55m) 60kg	全長 1.65m 円筒形 (径 0.55m) 40kg	全長 2.0m 円筒形 (径 0.55m) 30kg
供給電源	100V AC	100V AC	100V AC

5.2.3 SMDPを用いたダム排砂時のSSの計測

(1) 2004 年度の出し平ダム及び宇奈月ダムの連携排砂

2004 年度の連携排砂・通砂は、7 月 13 日に新潟県に豪雨、洪水被害をもたらした梅雨前線が南下し、黒部川流域で 7 月 15 日から大雨になり、7 月 16 日 21 時点で出し平ダムの流入量が連携排砂基準流量（250m³/s）を上回ったことにより開始された。今回の連携排砂では、2003 年 6 月の連携排砂以降に出し平ダムに堆積した 33 万 m³が排砂対象となった。なお、宇奈月ダムも出し平ダムに合わせて排砂を行っているが、現在のところは安定堆砂勾配に向けて粗粒土砂を堆積させており、微細土砂のみが通過する状態である。

今回の排砂では、貯水位低下後の自然流下（排砂）中にさらに大きな洪水が発生したため（7 月 18 日未明）、排砂を途中で中断し、出し平ダムと宇奈月ダムは洪水処理や洪水調節へ移行した。両ダムの貯水位は洪水貯留により一時的に上昇したが、その後、両ダムは再び貯水位を低下し、今度は新規に流入した土砂を速やかに排出させるための自然流下（通砂）を行った。図 5-2-6 にこれら経過を示すが、このように排砂・洪水調節・通砂が連続的に実施されたことが今回の大きな特徴である。ちなみに、この 7 月 18 日の半日後に同じ梅雨前線が南下し福井豪雨をもたらした。このとき、黒部川上流域では一部で時間雨量 100mm にも達する降雨を記録したにもかかわらず黒部川ではほとんど被害も発生せず、上流ダム群による洪水調節効果を端的に示す結果となった。

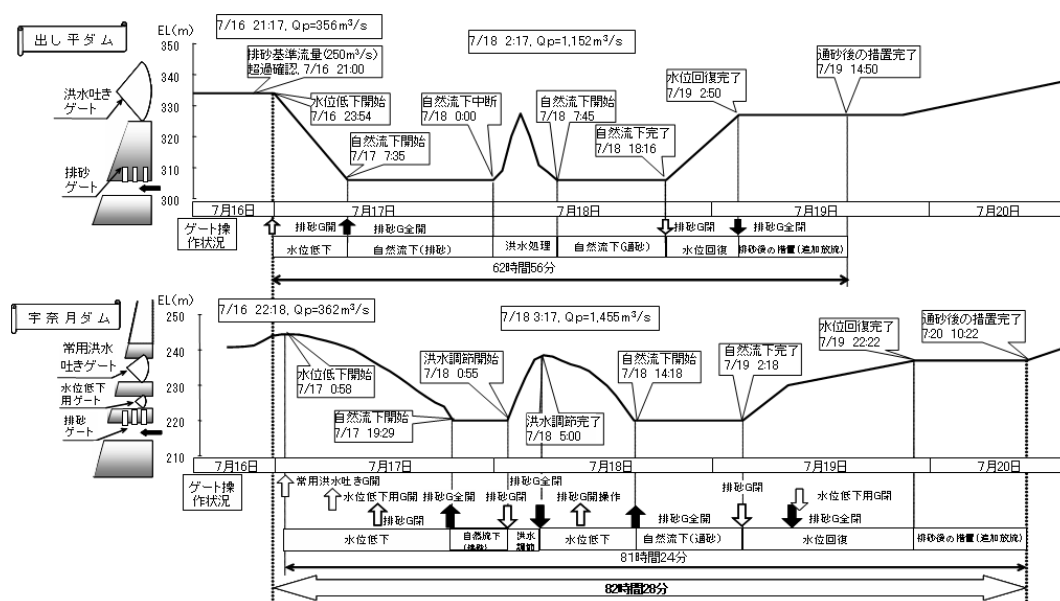


図 5-2-6 2004 年度黒部川出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂・通砂経過

(2) 計測場所

連携排砂時には、毎正時の採水法と SMDP を用いた連続計測方法により浮遊土砂濃度の計測が同時に行われた。計測場所を図 5-2-7 に示す。採水法の採水場所は出し平ダム直下（約 400m 下流，右岸側），宇奈月ダム直下（約 400m 下流，左岸側），愛本橋（宇奈月ダム下流愛本堰堤上流，右岸側），下黒部橋（宇奈月ダム下流約 20km，右岸側）であり，SMDP は宇奈月ダム直下（約 600m 下流，右岸側，水循環型 SMDP，図 5-2-7 の(a))，愛本橋（宇奈月ダム下流約 1.2 km，愛本堰堤上流，左岸側，水中型 SMDP，図 5-2-7 の(b))，下黒部橋（宇奈月ダム下流約 20km，左岸側，水循環型 SMDP，図 5-2-7 の(c)と(d)) 地点である。ここで愛本橋において水中型が設置できたのは，当該地点が取水堰堤上流部の河岸沿いであり，淵状に水深が確保されている場所であったことによる。

採水法は表面採水であり，SMDP はそれぞれ河床から宇奈月ダム直下で 180cm（河床からのポンプの高さ），愛本橋で 150cm（河床からの SMDP 本体中心高さ），下黒部橋で 20cm（河床からのポンプの高さ）の高さで計測している。

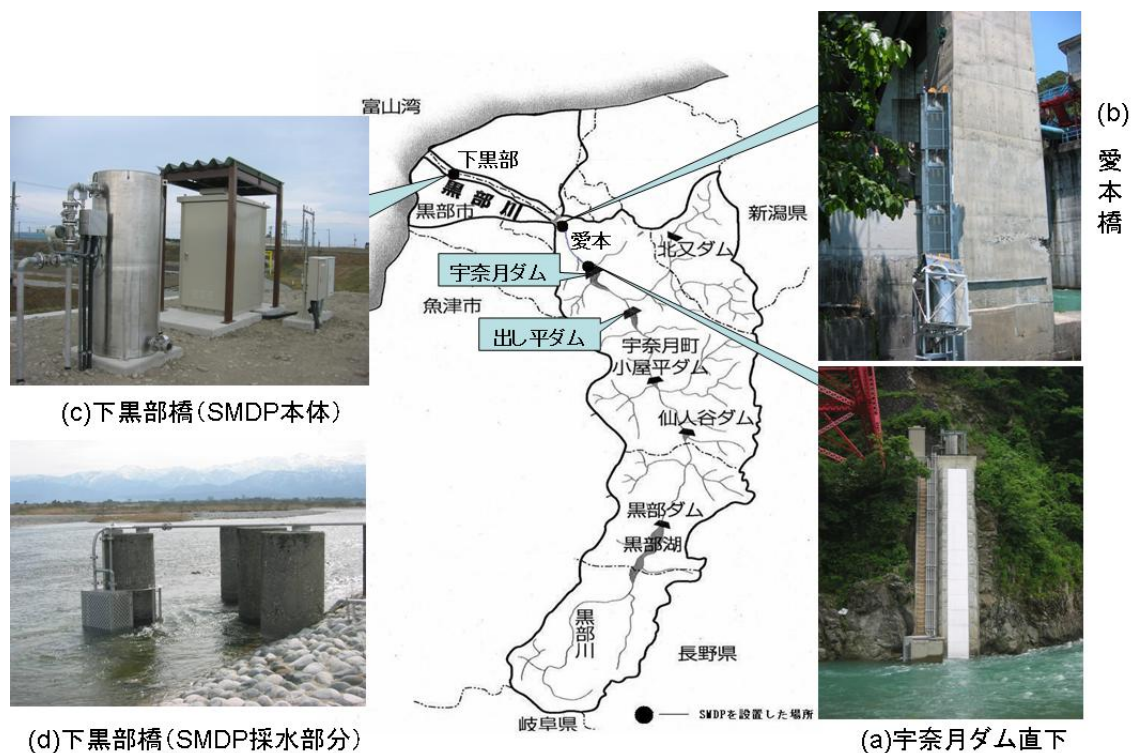


図 5-2-7 黒部川流域と SMDP を設置した場所

(3) 計測結果

1) 宇奈月ダム直下

図 5-2-8 に宇奈月ダム直下の左岸側の採水法と右岸側の SMDP の 7 月 16 日 23 時から 7 月 19 日 12 時までのそれぞれの地点の浮遊土砂濃度の計測結果を示す。この図から分かるように、7 月 17 日 8 時から SMDP と採水法の計測結果に変動が現れ、7 月 17 日 20:20 時点で 4,440mg/l の初めてのピーク値を示している。これらは、出し平ダムと宇奈月ダム排砂ゲートの開操作及び、宇奈月ダムの 7 月 17 日 19:29 からの自然流下開始を反映していると考えられる。7 月 17 日 21 時から 7 月 18 日 8 時まで大出水による急激な濃度上昇が生じたため、ポンプから SMDP への給水が停止し残念ながら欠測となった。7 月 18 日 8:20 から、ポンプを再起動させると、7 月 18 日 9:50 時点で 7,270 mg/l のピーク値を示し、宇奈月ダムの洪水調節後の排砂ゲートの再開放操作後の SS の変動を記録した。さらに、7 月 18 日 14:40 時点で 15,910 mg/l に達し、通砂による自然流下開始後の SS 最大値となった。この時の採水結果は 17,000mg/l (15 時)であり、SMDP とほぼ同等である。なお、7 月 18 日 14:40 から、排砂に伴って流出した流木により SMDP の配管の一部分が破損したため、その後は欠測となっている。図 5-2-9 に採水法と SMDP の計測結果の相関を示すが、全体的に、採水法と SMDP の計測結果の相関が高いことが分かる。

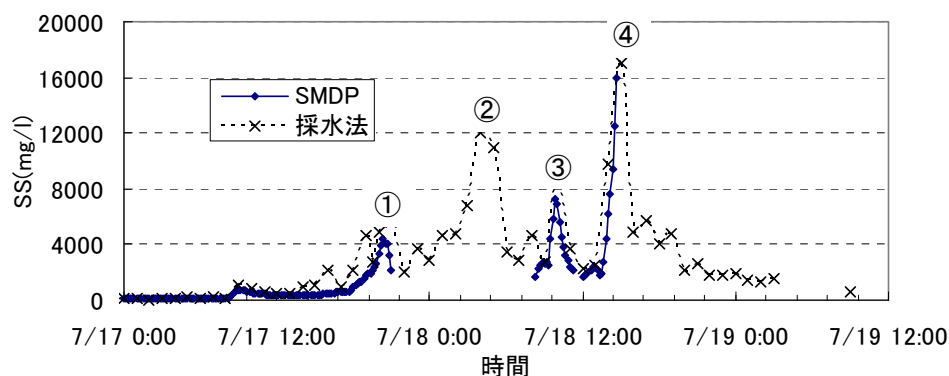


図 5-2-8 宇奈月ダム直下の SS の計測結果

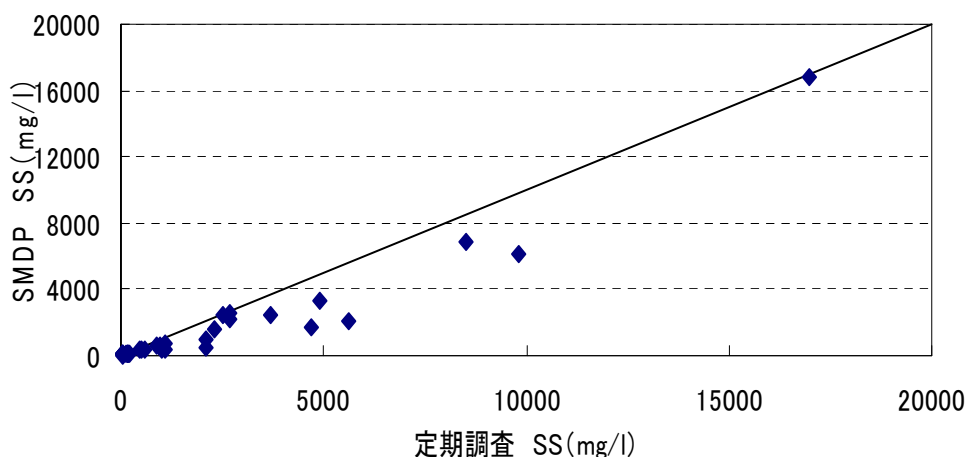


図 5-2-9 採水法と SMDP の計測結果の相関(宇奈月ダム直下)

2) 愛本橋

図 5-2-10 に愛本橋の水中型 SMDP による SS 計測結果を示す。愛本橋における SS 値は 7 月 17 日 21:10 時点で 8,360 mg/l, 7 月 18 日 1:50 時点で 10,480 mg/l, 4:40 時点で 9,430 mg/l, 10:30 時点で 9,760 mg/l, 15:40 時点で 29,465 mg/l の五つのピーク値を示しており、それぞれ宇奈月ダムの排砂ゲート開操作（水位低下）や自然流下（排砂）、支川と本川の洪水、洪水後の排砂ゲート開操作（水位低下）及び洪水後の自然流下（通砂）操作などに対応していると考えられる。水中型では欠測もなく連続的にデータが記録され、採水法と SMDP の計測結果による各ピーク値の時間はほぼ一致している。

一方、図 5-2-11 に採水法と SMDP の計測結果の相関を示す。両者の結果には良好な相

関が得られているが、両者の値は全体的に採水法の値が SMDP より大きい値を示している。この理由としては、両者の計測地点の相違のほか、水中型における流速による動圧の影響が考えられる。

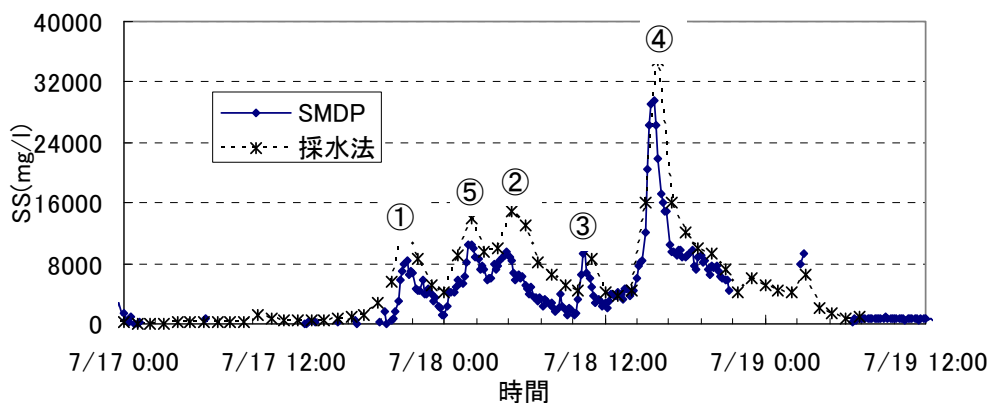


図 5-2-10 愛本橋の SS の計測結果

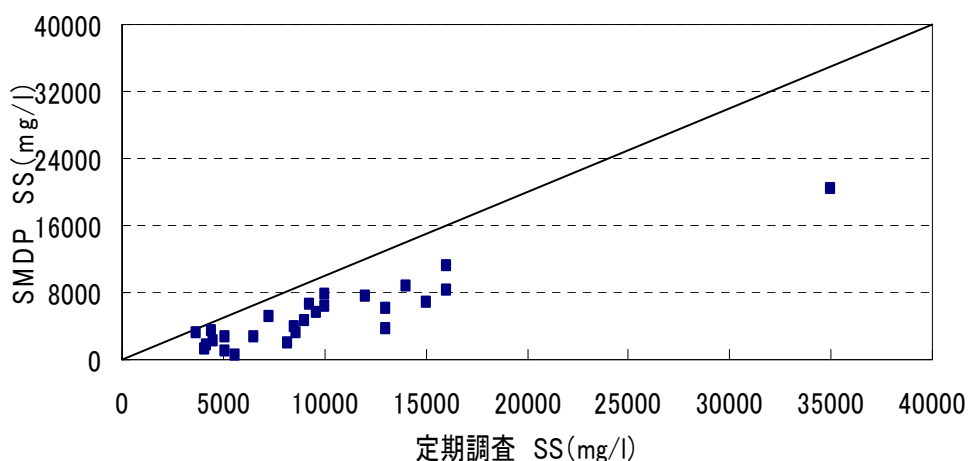


図 5-2-11 採水法と SMDP の計測結果の相関(愛本橋)

3) 下黒部橋

図 5-2-12 に下黒部橋における採水法（左・右岸側）と左岸側の SMDP の SS 計測結果を示す。SS 値は 7 月 17 日 11:00 から著しい変動が現れ、7 月 17 日 23:10 時点で 2,940 mg/l、7 月 18 日 7:40 時点で 5,450 mg/l、12:20 時点で 4,350 mg/l、18:40 時点で 9,630 mg/l の四つのピーク値を示しており、それぞれ宇奈月ダム排砂ゲート操作（水位低下）や自然流下（排砂）、洪水、洪水後の排砂ゲート操作（水位低下）及び洪水後の自然流下（通砂）などの操作

に対応している。その中で、7月18日4:40から7:00までの間は、急激な濃度上昇が生じたためにポンプから SMDP への給水が停止し欠測となった。

図5-2-13に採水法（左・右岸側）と SMDP の計測結果の相関を示す。採水法（左・右岸側）の計測結果は SMDP よりやや大きな値を示しており、他地点に比べてその差は大きくなっている。ここで、左・右岸における採水による SS 値同士を比較すると、全般に右岸側が高くなっており、これは、下黒部橋のところで黒部川が二つの流路に分かれて、主流が右岸側となっていたためと推定される。そこで、SMDP が設置されている左岸側の採水値と SMDP を比較すれば、両者の差は小さく良好な相関が得られている。

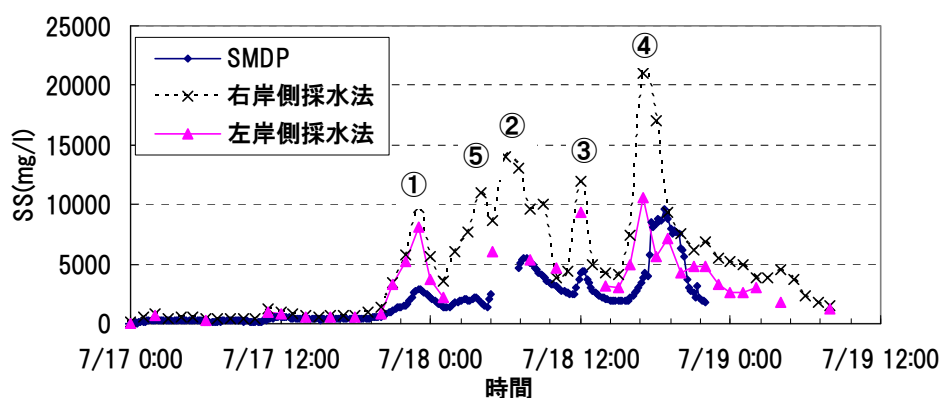


図 5-2-12 下黒部橋の SS の計測結果

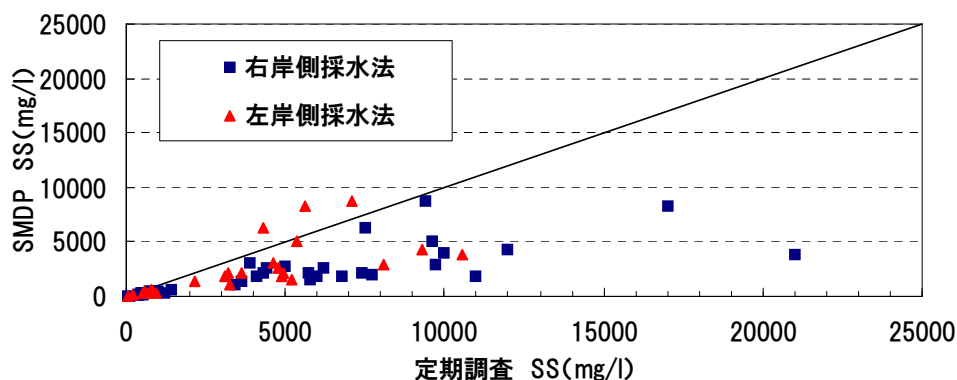


図 5-2-13 採水法と SMDP の計測結果の相関(下黒部橋)

(4) 考察

SMDP を用いて、黒部川における連携排砂・通砂の各操作時における下流河川の SS の変化過程を自動で連続的に計測することができた。これにより、水循環型および水中型を適切に組み合わせれば、最大数万 mg/l に達する排砂時の高濃度の SS モニタリングを効率的に実施で

きるものと考えられる。

1) SS 濃度のピーク値の特性

宇奈月ダム直下，愛本橋と下黒部橋の三つの計測結果を比較すると宇奈月ダム直下では四つのピーク値（図 5-2-7 の採水法の計測結果により，①～④），愛本橋及び下黒部橋では五つのピーク値（図 5-2-9, 11 の採水法の計測結果により，①～⑤）が計測されている。ピーク⑤が増えた理由としては，宇奈月ダム下流から愛本橋までの間に支川合流があり，愛本橋 7 月 18 日 2：00 時点のピーク（8,640mg/l）はその影響と考えられる。

各地点のイベントごとのピーク値を各地点の最大値であるピーク④の値との比率で表したものを表 5-2-3 に示す。これによれば，SS ピークの比率の変化傾向は宇奈月ダム直下と下黒部橋ではよく一致しているが，その間の愛本橋では 7 月 17 日 21：10 時点を除くと約半分の比率となっている。この理由としては，水循環型の場合には配管及び水槽内の濁水が 20 分程度の入れ替わりを繰返しながら計測するために，その間の河川内の SS 変動が平均化されるのに対して，水中型ではほぼ瞬間値として時間遅れなく計測しているために，通砂時のピーク値（④）がより大きく評価されたことが一因と考えられる。

次に，各地点のピーク発生時刻を比較すると，ピーク①，②，④において，愛本橋および下黒部橋は，それぞれ宇奈月ダム直下から 1 時間および 2～3 時間遅れであり，排砂・通砂時の SS 波形の流下に要する時間に対応していると考えられる。

表 5-2-3 各計測地点のピーク値の比較

No.	日付	宇奈月ダム直下			愛本橋			下黒部橋		
		時間	SS(mg/l)	比率	時間	SS(mg/l)	比率	時間	SS(mg/l)	比率
①	7/17	20:20	4,440	0.28	21:10	8,360	0.28	23:10	2,943	0.31
⑤	7/18	—	—	—	1:50	10,480	0.36	—	—	—
②		—	—	—	4:40	9,430	0.32	7:40	5,450	0.57
③		9:50	7,270	0.46	10:30	9,760	0.33	12:20	4,350	0.45
④		14:40	15,910	1.00	15:40	29,465	1.00	18:40	9,629	1.00

2) 地点ごとの粒度分布特性

宇奈月ダム直下および下黒部橋において，河川水，SMDP への配管内，SMDP 本体（水槽）内で採水したサンプルをレーザー回折式粒度分析装置（HORIBA, LA-300）で粒度分析した結果を図 5-2-14 および図 5-2-15 に示す。

まず、宇奈月ダム直下（17 日 18：15）および下黒部橋（18 日 19：10）の河川水同士を比較すれば、それぞれの採水時刻が異なるが、いずれも 1～200 μ m の範囲に分布している。さらに詳細に見ると、下黒部橋の方が d50 で 10 μ m 程度粗くなっている。この採水時刻の 18 日 19 時頃は、SS 濃度のピーク④の直後であり、宇奈月ダム貯水池内の堆積形状が今回の洪水で大きく変化し、宇奈月ダムが細粒土砂をより通過させやすい状態に移行し、これが下黒部橋まで到達したことが原因と考えられる。

次に、河川水と SMD P 内の粒度特性を比較する。宇奈月ダム直下地点では、SMD P 本体（水槽）内の粒度分布は河川水とほとんど一致しており、問題なく導水・密度測定が行われている。一方、下黒部橋においては、河川水、SMD P への配管内に比べて SMD P 本体（水槽）内の粒度分布がやや小さくなっており、数十 μ m 以上の粒径の細粒土砂が減少している。図 5-2-15 に示したように、下黒部橋においては採水法と SMD P の計測結果の差がやや大きくなっており、上記の細粒土砂の一部減少が影響している可能性がある。この理由としては、水中ポンプから SMD P 本体（水槽）までの導水経路が考えられ、ほとんど鉛直管のみで構成される宇奈月ダム直下（配管全長 20m）に比べて、下黒部橋では河道内から堤防上の SMD P 本体までの水平管部分が長い（配管全長 60m）ことが、途中での SS 成分の沈降をもたらした可能性がある。現在、導水管内の流速を 0.5m/s 以上確保するように調整しているが、今後の改良すべき課題と考えられる。

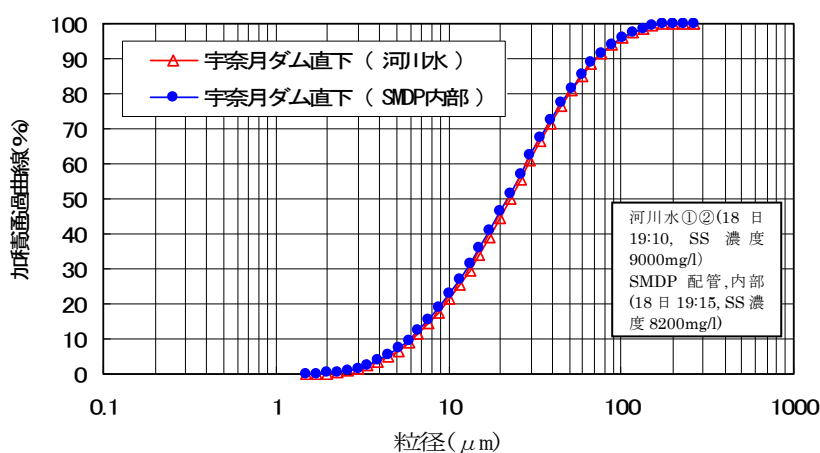


図 5-2-14 採水場所ごとの粒度分析結果(宇奈月ダム直下)

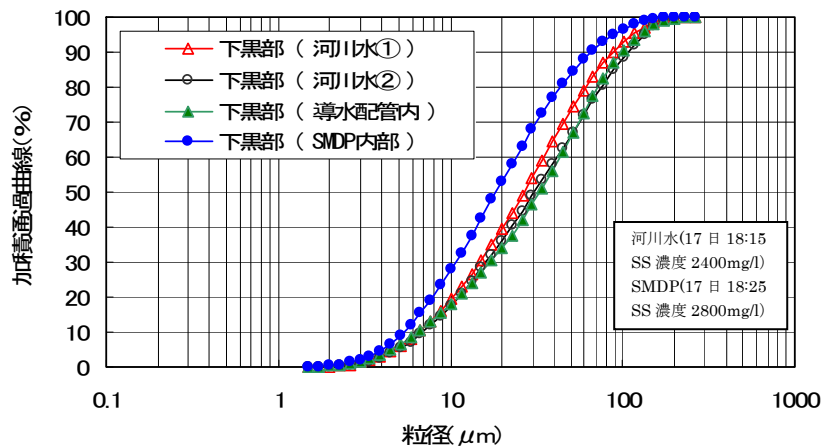


図 5-2-15 採水場所ごとの粒度分析結果(下黒部橋)

5.2.4 SMDPを用いた計測のまとめ

本節では、黒部川連続排砂・通砂時の下流河川の SS 変化を SMDP を用いて計測し、採水分析との比較を行った。以下に主要な結論を示す。

1) 水中型と水循環型 SMDP とともに、ダム排砂時の最大約 30,000mg/l に達する SS の急激な変化を自動で連続的に計測可能であることが確認された。

2) 排砂・通砂期間中に発生した SS ピークは、宇奈月ダムにおける自然流下（排砂）、洪水処理、洪水後の水位低下、洪水後の自然流下（通砂）及び下流支川からの洪水流入などの各インパクトに対応し、下流 3 地点の SMDP の計測結果の相互比較により、流下による遅れ時間やピーク値の大きさなどの特性を把握することができた。

3) 水中型は河川の流速による動圧の影響が課題であるが、数千 mg/l 以上の高濃度領域では時間遅れも無く良好に計測可能であること、逆に水循環型では、高濃度となった場合に水中ポンプからの採水システムの安定的な稼動が課題であることが明らかとなった。

なお、SMDP 計測法に関する今後の課題は以下のとおりである。

1) 各地点の採水法と SMDP の計測結果から両者には良好な相関が確認された一方、SMDP は全体的に採水法より小さい値を示している。これは採水場所の相違による影響のほか、水循環型 SMDP の場合、高濃度土砂が SMDP の採水ラインなどに沈降して、SMDP の計測結果がある程度小さくなる可能性がある。また、水中型 SMDP は、採水ラインとポンプなどが不要であるため経済的であるが、流速の影響を受ける可能性があり、これをできるだけ小さくする工夫が必要である。

2) 排砂や洪水時の高濃度土砂による水循環型 SMDP の欠測を防止するために、SS 計測値によってポンプ自身の能力を自動でコントロールして採水ラインの閉塞を防止したり、複数設

置しているポンプの交互運転間隔を短くしたりして、欠測時間を極力無くすなどの対策を行う必要がある。

3)ここで計測した結果は全て河川の流れの一点だけの値で、その断面全体の SS を代表しているとは言えない。従って、SS を計測し評価する際には、SMDP、採水法ともに、他の実測データや資料なども参考に行う必要がある。

5.3 ダム排砂時の微細粒土砂流下特性

前節では、角らが開発してきた SMDP のダム排砂時の高濃度領域での計測可能であることの確認検討と行った。本節では、現状で使用可能な採水法、SMDP、濁度計などモニタリング手法を用いて 2005 年黒部川連携排砂時の浮遊土砂の流下特性を把握した。採水試料については粒径解析も行い、1 週間に渡る洪水－排砂－通砂のイベントごとに宇奈月ダムから排出された浮遊土砂の動態を明らかにするとともに、濁度と SS の乖離について、粒度分布特性の観点から考察する。

5.3.1 2005 年度の連携排砂・通砂の概要

2005 年度の連携排砂・通砂は、6 月 27 日から 7 月 5 日にかけて実施された。既往の実績との違いは、北陸地方を往復移動した梅雨前線の影響により連携排砂・通砂の水位低下段階でそれぞれ大きな洪水が発生し、出し平ダム・宇奈月ダムは洪水処理や洪水調節に移行したため、一連の操作が長期間に及んだことである。特に通砂においては、計画上は洪水発生後速やかに実施すべきところが、洪水流入継続のため体制を一時中断し、3 日後に再開する異例の操作となった。

これら一連のダム操作経過を表 5-3-1 に、また、対応する水文データ（宇奈月ダム流域平均降雨量、宇奈月ダム貯水位・流入量・放流量）を図 5-3-1(a), (b)に示す。これらより、今回の一連の期間をダム操作と関連付けて、「洪水期」（6/27 19:28～6/28 22:06）、「排砂期」（6/28 22:48～6/30 5:26）、「通砂期」（7/3 17:00～7/4 15:23）と定義する。

表 5-3-1 2005 年黒部川連携排砂および連携通砂の経過

項目	ダム操作	出し平ダム			宇奈月ダム		
		開始時刻	終了時刻	経過時間	開始時刻	終了時刻	経過時間
連携排砂	水位低下	6/27 20:45	6/28 7:47	9 時間 15 分	6/27 19:28	6/28 7:32	12 時間 4 分
	洪水処理又は 調節	6/28 7:47	6/28 20:40	25 時 45 分	6/28 7:32	6/28 22:06	14 時 34 分
	水位低下再開	6/28 20:40	6/29 7:45	11 時 5 分	6/28 22:48	6/29 17:32	19 時 26 分
	自然流下	6/29 7:45	6/29 19:45	12 時間	6/29 17:32	6/30 5:26	11 時 14 分
	水位回復	6/29 19:45	6/30 2:55	7 時間 10 分	—	—	—
	洪水処理又は 調節	6/30 2:55	6/30 23:00	20 時間 5 分	6/30 5:26	6/30 13:06	8 時間 20 分
連携通砂	水位低下	—	—	—	6/30 13:06	6/30 23:00	9 時間 54 分
	一時中断	6/30 23:00	7/3 17:00	66 時間	6/30 23:00	7/3 17:00	66 時間
	水位低下再開	7/3 17:00	7/3 21:30	4 時間 30 分	7/3 17:00	7/3 22:42	5 時間 42
	自然流下	7/3 21:30	7/4 8:50	11 時 20 分	7/3 22:42	7/4 7:13	8 時間 31 分
	水位回復	7/4 8:50	7/4 12:10	3 時間 20 分	7/4 7:13	7/4 15:23	8 時間 10 分
	通砂後の措置	7/4 12:10	7/5 0:10	12 時間	7/4 15:23	7/5 3:23	12 時間分

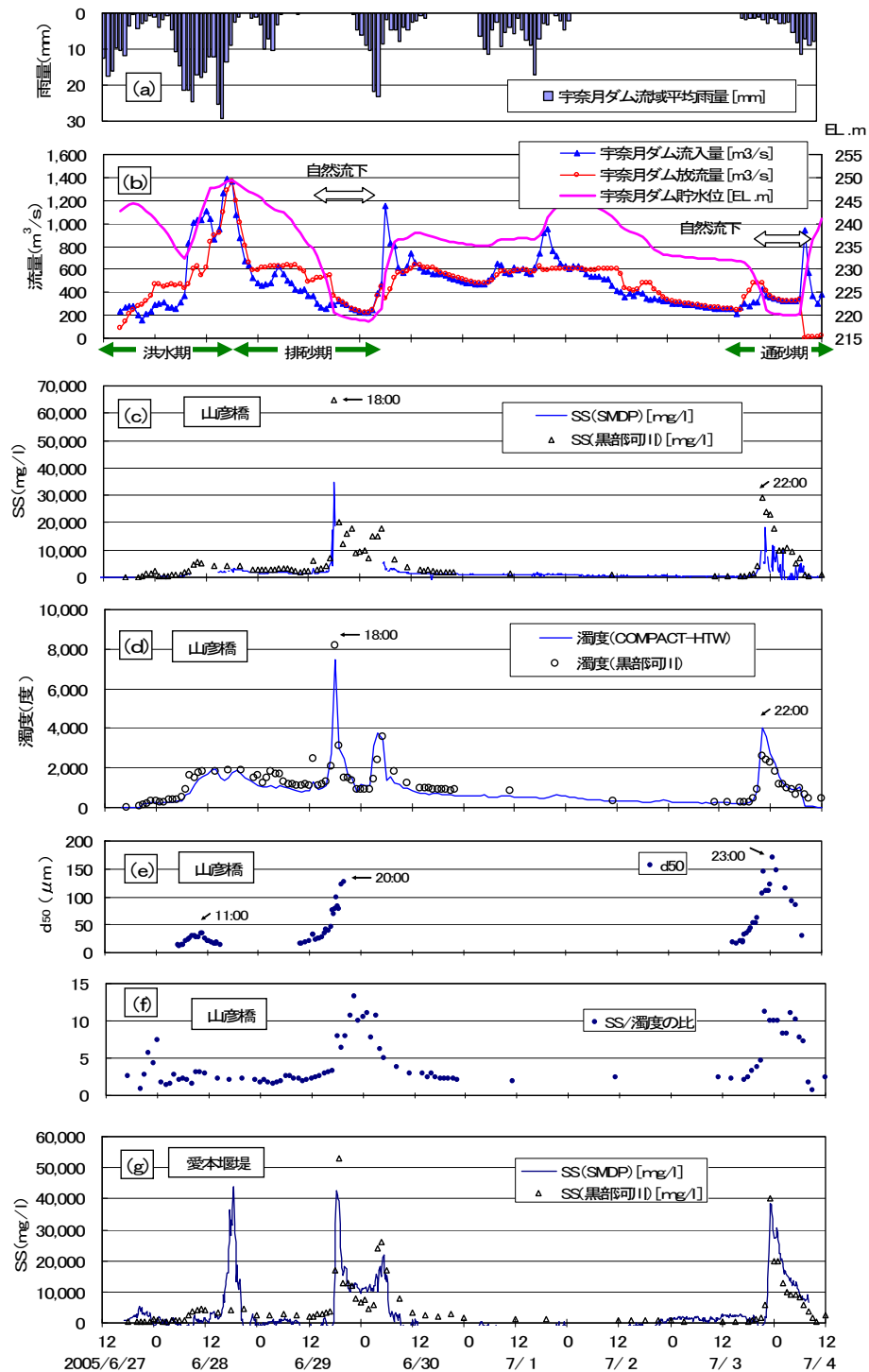


図 5-3-1 2005 年度宇奈月ダムの排砂・通砂経過および細粒土砂流出に関する計測結果

((a)流域平均降雨量, (b)流入量・放流量・貯水位変化, (c)SS 変化 (山彦橋), (d)濁度変化 (山彦橋), (e)SS 中の d_{50} の変化 (山彦橋), (f)SS と濁度の比 (山彦橋), (g)SS 変化 (愛本堰堤))

5.3.2 計測方法

宇奈月ダムフラッシング排砂時のダムから排出される浮遊土砂を対象に、表 5-3-2 に示すモニタリングを実施した。なお、山彦橋は宇奈月ダム下流約 600m 地点に位置する。ここで、山彦橋上流の採水は黒部河川事務所により実施されているもので、SS・濁度データが公表されている⁶⁾。SMDP は前節で述べたものと同様であり、計測システム本体を水中に直接設置した水中型とポンプで河川水を取り込んで配管を通して水槽（内部に差圧センサーを設置）まで導水する水循環型の 2 種類を用いた。濁度は、特に高濃度計測用に開発されたアレック電子社製 COMPACT-HTW（最大測定 70,000mg/l）を用いた。また、各イベント中の高濃度発生時に山彦橋より独自に採水（合計約 80 サンプル）を行い、レーザー回折式粒度分析器（HORIBA- LA300）を用いて粒度分析を行った。

表 5-3-2 計測方法

計測項目	計測場所	計測方法	計測 間隔
SS	山彦橋上流	採水	1hr
	山彦橋	水循環型 SMDP	2sec
	愛本堰堤	水中型 SMDP	2sec
濁度	山彦橋上流	採水	1hr
	山彦橋	COMPACT-HTW	10min
粒度分布	山彦橋	採水	不定期

5.3.3 計測結果

各期別の宇奈月ダムからの細粒土砂流出特性は以下のようである。

(1) 洪水期

宇奈月ダムは 6/27 19:28 から連携排砂の水位低下を開始したが、その後の降雨によりピーク流入量 1,487m³/s の洪水が発生したため水位低下を中断し洪水調節へ移行した。図 5-3-1(c),(d)にダム下流の山彦橋における SS および濁度の変化を示すが、洪水調節中はクレスト越流部および常用洪水吐き・水位低下用放流設備からの放流であり、濁度 2,000 度、SS5,000mg/l 程度の流出であった。この時の SS の粒度分布変化を図 5-3-1 (e)、図 5-3-2 に示す。ダムを通過する SS のメジアン径 (d₅₀) は洪水流量の増加とともに上昇し、6/28 11:00

で最大値約 $35\mu\text{m}$ に達した。

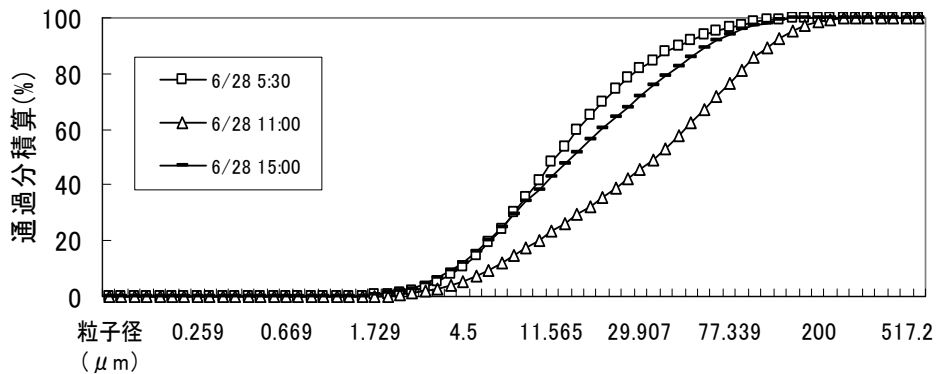


図 5-3-2 洪水期(6/28)の SS 粒度分布の変化

これは、この時点で常用洪水吐きから最大約 $620\text{m}^3/\text{s}$ の放流が行われており、貯水池内を沈降せずにダムまで到達した細粒土砂が、ダムの中位標高から放流されたものと推定される。その後は、放流量の上昇にもかかわらず SS 粒径が、細くなっており、これは常用洪水吐きからクレスト越流部に放流標高が移行した結果である。

図 5-3-3 に、出し平ダムから宇奈月ダムサイトまでの流下遅れを 1 時間としたときの宇奈月ダム流入 SS (出し平ダム放流 SS と黒薙支川流入 SS より推定) と放流 SS を示す。これらの時間変化はほぼ一致しており、貯水池上流からの流入 SS の一部が洪水吐きから放流されているものと考えられる。一方で、SS ピークは約 $1/5$ に低下しており、粒径 $35\mu\text{m}$ 以上の粗粒土砂を中心に貯水池内で捕捉されているものと推定される。

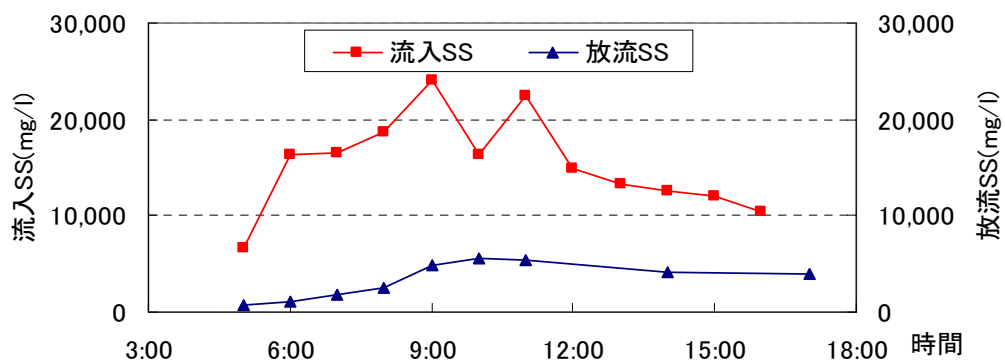


図 5-3-3 洪水期(6/28)の流入 SS と放流 SS の変化

(2) 排砂期

洪水ピーク後の 6/28 22:48 に排砂に向けて水位低下が再開された。同様に図 5-3-1(c), (d) にダム下流の山彦橋における SS および濁度の変化を示す。排砂期では、貯水池の水位低下につれて、貯水池上流は次第に自然河道状態に移行し、流れの掃流力の上昇が堆積土砂の巻上げを増加させるため、上流からの流入土砂とともにダムまで高濃度の土砂が輸送される。さらに、クレスト越流部→常用洪水吐き→水位低下用放流設備、そして最終的に排砂設備と放流標高が低くなるに伴って土砂濃度は急上昇し、水位低下完了直前の 6/29 18:00 に濁度 8,200 度、SS65,000mg/l の最高値を記録した。

この時の SS の粒度分布変化を図 5-3-1(e)および図 5-3-4 に示すが、土砂濃度と同様に放流 SS のメジアン径は貯水位および放流標高の低下とともに上昇した。観測された放流 SS の最大メジアン径 $127\mu\text{m}$ は、放流 SS 最大発生時刻 2 時間後の 20:00 に記録されており、これは自然流下開始後に排砂設備まで粗粒土砂が到達するまでの遅れ時間に対応しているものと考えられる。

図 5-3-5 に、洪水期同様に推定した宇奈月ダム流入 SS と放流 SS を示す。水位低下中に上流の出し平ダムから排出された土砂が流入し、これらはほとんどが沈降または希釈され放流 SS にほとんど変化を生じない。その後、宇奈月ダムの自然流下開始により放流 SS が逆転して貯水池からの土砂排出に転じていることが SS 変化からも確認される。

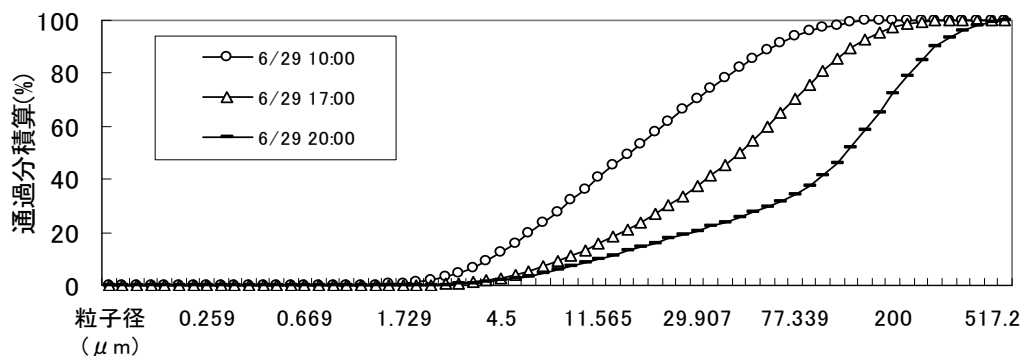


図 5-3-4 排砂期(6/29)の粒度分布の変化

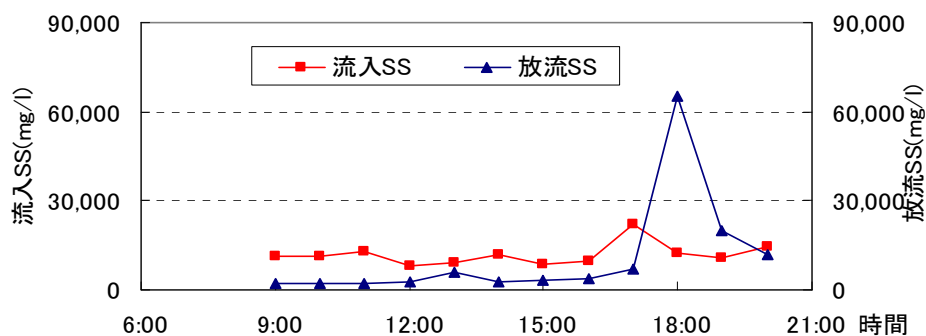


図 5-3-5 排砂期(6/29)のダム貯水池の流入 SS と放流 SS

(3) 通砂期

排砂による自然流下完了直前の 6/30 5:26 に再び洪水流入が発生し、平成 16 年同様に排砂に引き続き通砂が実施されることとなった。しかしながら、今年はその後の降雨継続により通砂に向けた水位低下が開始できない状態が継続し、最終的に 3 日後の 7/3 17:00 から水位低下が開始された。通砂時においても、排砂時同様に水位低下完了直前の 7/3 22:00 に濁度 2,600 度、SS29,000mg/l の最高値を記録した。

図 5-3-1(e)および図 5-3-6 に SS の粒度分布変化を示す。連携排砂時と同じように貯水位低下につれて放流 SS のメジアン径も上昇し、最大メジアン径は排砂時よりも大きい 164 μm に達した。また、推定された宇奈月ダム流入 SS と放流 SS を図 5-3-7 に示す。出し平ダムは先に自然流下に入り、SS ピーク値は 90,000mg/l となり、これが約 1 時間後に宇奈月ダムを通過し、ダム下流で 29,000mg/l が観測された。SS に関しては排砂時と逆の結果となったが、その理由として、出し平ダムからの流入 SS の多くが粗粒分のために、宇奈月ダム貯水池内でその多くが捕捉されたことが考えられる。

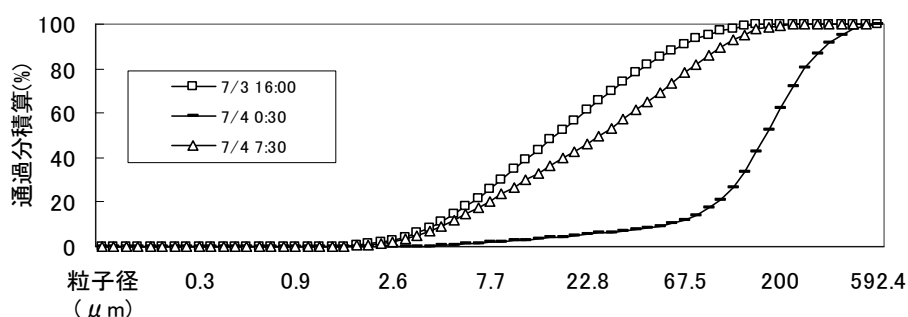


図 5-3-6 通砂期(7/3-4)の粒度分布の変化

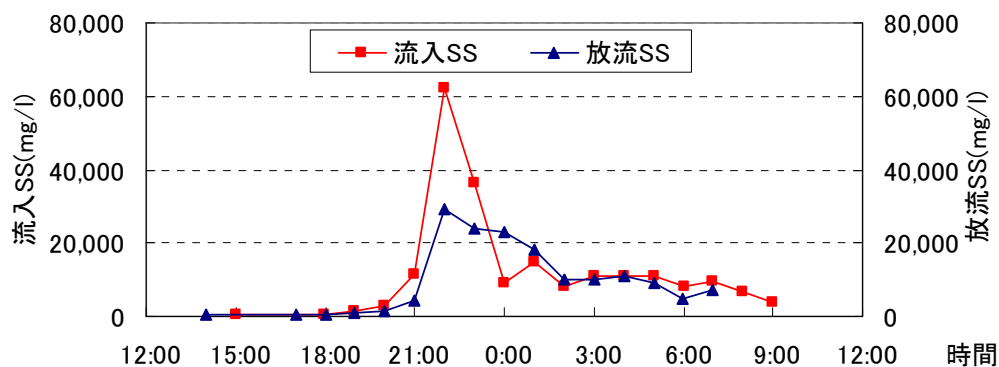


図 5-3-7 通砂期(7/3-4)のダム貯水池の流入 SS と放流 SS

水循環型は高濃度による配管の詰まりにより途中で欠測となった時間があるが SS 30,000mg/l 以上の高濃度の観測ができた。一方，図 5-3-1 (g)に示す愛本堰堤の水中型では，採水 SS の時間変動とほぼ一致する極めて良好なデータが得られ，SS 連続観測の有力な手法であることが改めて確認された。

5.3.4 考察

(1) 粒径別の土砂収支

1) 洪水期

図 5-3-8 に粒度分析から得られた洪水期の放流 SS の粒径別の割合，また，この割合を計測された SS に掛けて得られた粒径別の SS の変化を図 5-3-9 に示す。この期間は全体的に，5～75 μm の粒径の割合が全体の 70～80%を占めている。また，先述のように常用洪水吐きからの放流時には，20～75 μm ，75～250 μm が中心であり，クレスト越流部に移行すると 5～20 μm が増加しており，放流 SS ピーク時には 250 μm 以上の粒径が 14%に達した。

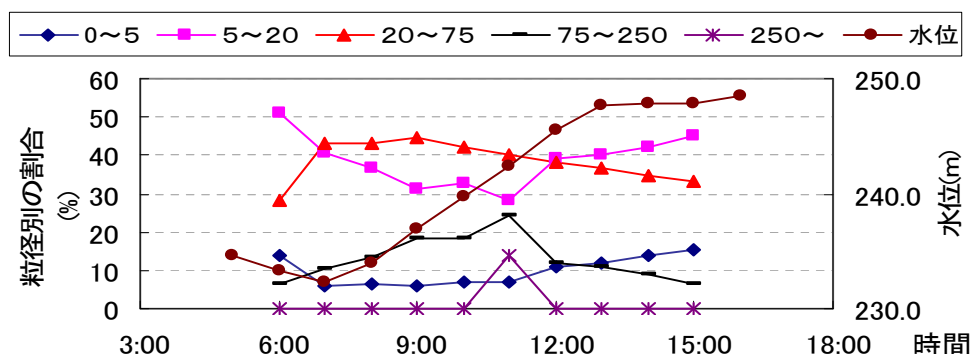


図 5-3-8 洪水期(6/28)の SS の粒径別の割合

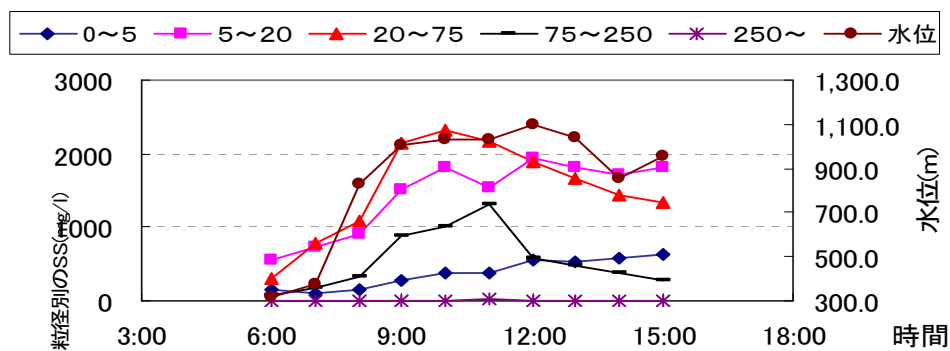


図 5-3-9 洪水期(6/28)の粒径別の SS

2) 排砂期

図 5-3-10 および図 5-3-11 より、全体的に見ると、水位低下につれて、 $20\mu\text{m}$ 以下の細粒部分の割合が減少し、 $75\mu\text{m}$ 以上の粗い粒径の割合が上昇している。特に、自然流下中は $75\sim 250\mu\text{m}$ が約 50%， $250\mu\text{m}$ 以上が約 17%まで上昇した。

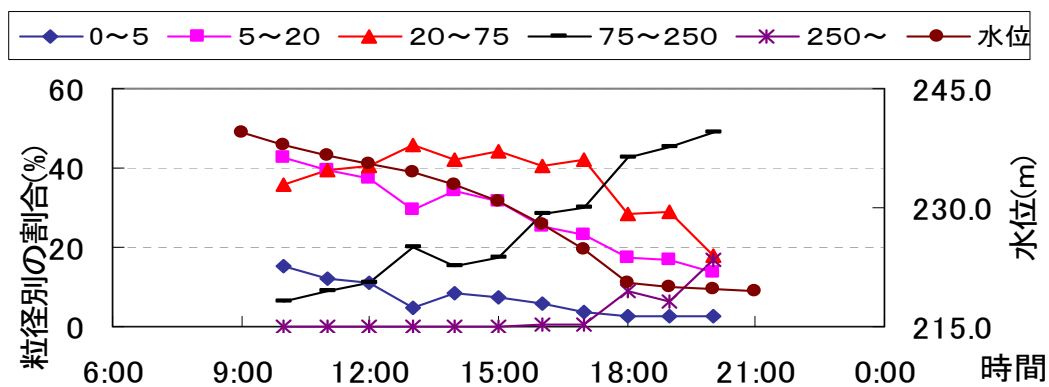


図 5-3-10 排砂期(6/29)の SS の粒径別の割合

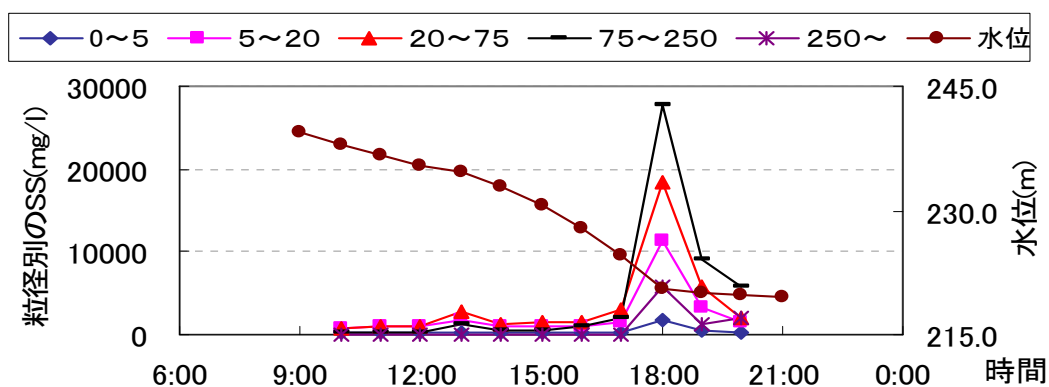


図 5-3-11 排砂期(6/29)の粒径別の SS

3) 通砂期

図 5-3-12 および図 5-3-13 より、排砂期同様に、水位低下につれて $20\mu\text{m}$ 以下の細粒部分の割合が減少し、 $75\mu\text{m}$ 以上の粗い粒径の割合が上昇している。特に、自然流下中は $75\sim 250\mu\text{m}$ が約 60%、 $250\mu\text{m}$ 以上が約 19%まで上昇した。

表 5-3-3 は、以上の SS の粒径別割合をもとに、各期別の粒径別浮遊土砂量の割合を求めたものである。洪水期では $5\mu\text{m}\sim 75\mu\text{m}$ の割合が一番多く全体の 76%を占め、排砂期と通砂期では $20\mu\text{m}\sim 250\mu\text{m}$ 粒径の割合がそれぞれ全体の 69%と 78%を占めている。また、洪水期から通砂期までの全体を見ると、排出土砂の粒径は次第に粗くなり、特に、 $250\mu\text{m}$ 以上の粒径は洪水期のわずか 0.03%から通砂期の 10.13%まで上昇し、排砂・通砂により大量の粗粒土砂が下流へ供給されていることを示している。

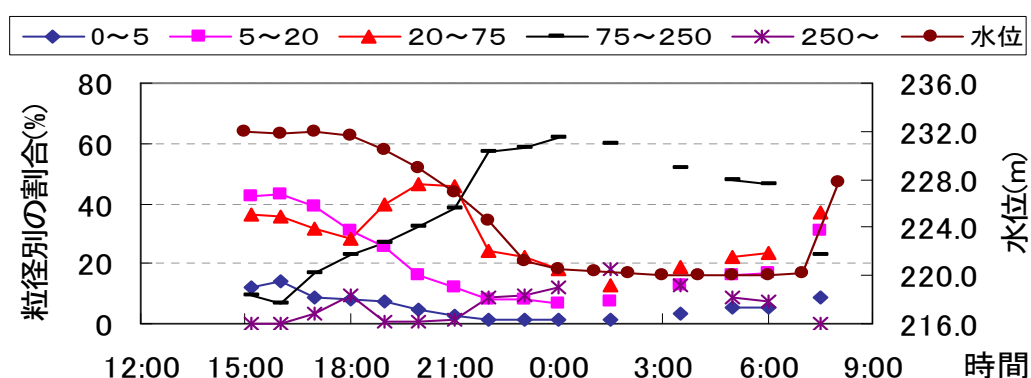


図 5-3-12 通砂期(7/3-4)の SS の粒径別の割合

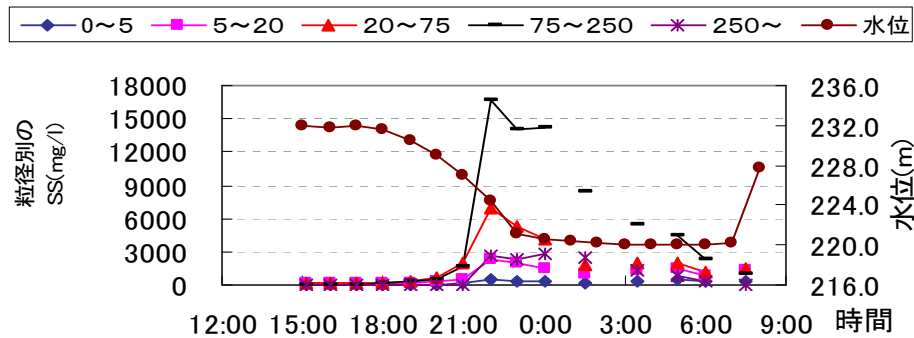


図 5-3-13 通砂期(7/3-4)の粒径別の SS

表 5-3-3 各期間の粒径別浮遊土砂量の割合

粒径 (μm)	0~5	5~20	20~75	75~250	250~
洪水期(%)	10.36	37.77	38.42	13.42	0.03
排砂期(%)	3.80	20.65	31.89	37.11	6.55
通砂期(%)	2.28	9.72	22.55	55.32	10.13

(2)ダム排砂時の濁度と SS の相関

一般に、河川における SS と濁度の間には一定の相関式が成立するとの報告があるが、この前提は濁水中に含まれる細粒土砂の粒径、形状、色調などが概ね不変な場合であり、異なる河川の場合や同一河川でも季節変化などにより含まれる細粒土砂の成分が異なる場合には相関が満足されないものと考えられる。特に、ダム排砂のように SS 中に粗粒土砂が含まれて大きく変化する場合には課題が大きい。そこで、これまで整理してきた宇奈月ダム排砂時の SS、濁度および粒度分布のデータを用いて相関分析を行う。

ここで対象とするのは、図 5-3-1(c), (d) に示した山彦橋における採水データから得られた SS と濁度および図 5-3-1 (e)の粒度分布である。まず、各測定時刻の SS と濁度の比を求めたものを図 5-3-1 (f)に示している。これによれば、SS/濁度が 2 から 14 程度まで大きく変化しており、この傾向は図 5-3-1 (e)のメジアン径の変化と極めてよく一致していることがわかる。

そこで、次にこれらの SS と濁度の値を各期別にプロットしたものが図 5-3-14 である。これによれば、図 5-3-1 (f)からも推測されるように洪水期は相関が高く SS/濁度の比が小さく、排砂期、通砂期の順で比が大きくなっている。これらの線形回帰式は図中に示す。図 5-3-15 は、SS の粒径を 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 75, 106, 150, 212, 300, 425, 600

μm の 17 階級に分けて、各粒径までの SS 累計値と濁度の線形近似相関係数を求めたものである。これより、いずれも粒径の増大に従って濁度との相関が高くなるが、洪水期と排砂期では $45\mu\text{m}$ までの場合 (洪水期:0.768;排砂期:0.893), 通砂期では $150\mu\text{m}$ までの場合 (0.959) にそれぞれ相関係数が最大となり、これ以上の粗粒土砂を含めると相関係数が低下する。これは、光学式濁度計はカオリンなどの基準粘土により校正されており、細粒土砂濃度に対して相関が得られやすいが、粗粒土砂の割合が増加するにつれて乖離が生じてくるものと考えられる。

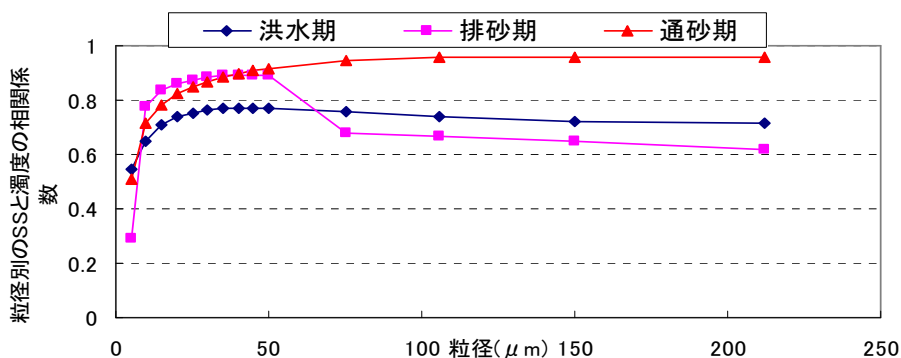


図 5-3-14 洪水期, 排砂期と通砂期の SS と濁度の比較

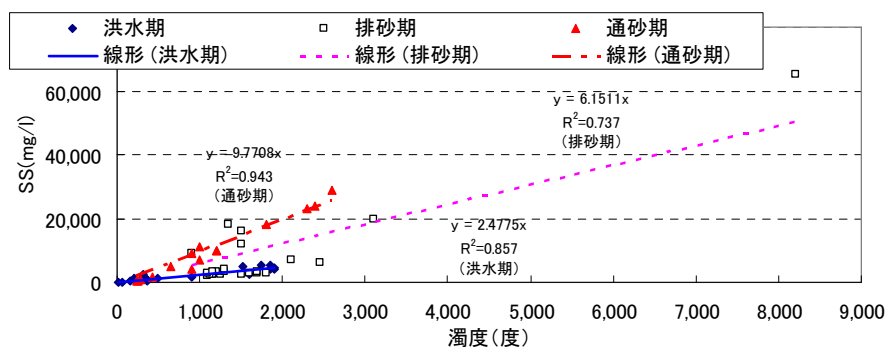


図 5-3-15 各粒径階までの SS と濁度の相関

これを具体的に示したものが図 5-3-16 であり、各粒径階までの SS の累計値と濁度の比率を示している。この図から分かるように、 $50\mu\text{m}$ までは SS と濁度の比率は期別にかかわらずほぼ一致しており、 $20\mu\text{m}$ 程度までで $\text{SS}/\text{濁度} \approx 1$, $50\mu\text{m}$ 程度までで $\text{SS}/\text{濁度} \approx 2$ である。さらにこれ以上の粒径を含むと、各期別で $\text{SS}/\text{濁度}$ の比率が異なり相関が得られなくなる。従って、ダム排砂のような $50\mu\text{m}$ を超える粗粒土砂を含む SS モニタリングにおいては、細粒土砂の含有量に反応する濁度計測とともに、SS の直接測定が必須であると考えられる。

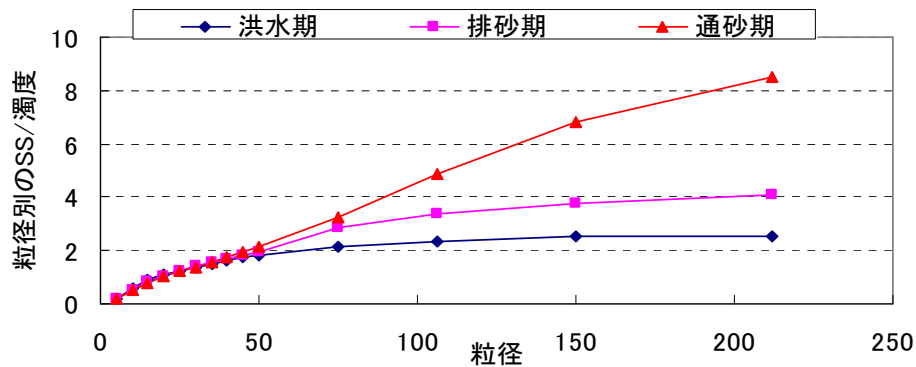


図 5-3-16 各粒径階までの SS と濁度の比率

5.3.5 まとめ

本節の結論を以下に示す。

1) ダムからの放流 SS と粒度分布は、湛水状態の洪水期と排砂・通砂期では大きく変化し、洪水期は流量が大きく、放流標高が低いほど、また、排砂・通砂期では貯水位が低いほど SS が上昇し粒径が大きくなる。

2) 排砂・通砂期の放流 SS ピークは自然流下開始直前に発生し、粒径ピークは粗粒分の貯水池内の流下時間の関係でこれより数時間遅れる。

3) 粒径別の土砂収支では、洪水期は $75\mu\text{m}$ 以下が 80%以上を占めるのに対して、排砂・通砂期は $75\mu\text{m}$ 以下が 45, 65%と次第に増大し、宇奈月ダムから排出される粒径は粗くなっている。

4) ダム排砂時の放流 SS と濁度の関係では、 $50\mu\text{m}$ までは SS と濁度の比率は期別にかかわらずほぼ一致し良好な相関が得られるが、含まれる SS 粒径階の増大により比率が 2 倍程度まで増加する。さらに $50\mu\text{m}$ を超える粗粒土砂を含む場合には SS の直接測定が必須と考えられる。

5.4 ダム排砂時の微細土砂流下に伴う河川環境影響評価に関する検討

ダム貯水池の堆砂対策として種々の方策が提案されているが、対象ダムの条件が適当であれば、フラッシング排砂は最も経済的な手法の一つであり、下流河川への本格的な土砂供給も期待される。一方でフラッシング排砂は、短時間に貯水池から大量の土砂が排出されるために、下流域の生物相の適応度を考慮しなければ環境被害が発生する可能性があることに留意する必要がある³⁾。

ダム排砂時における環境影響に関してはフランスやスイスにおいて知見が蓄積されている⁸⁾。特に高濃度の濁り(SS)の発生と溶存酸素(DO)の低下が重要であり、フランス電力公社(EDF)はSSおよびその継続時間が魚類に対する影響を系統的に調査し⁹⁾、その成果はフランスやスイスにおける排砂時の水質管理基準値として活用されている^{10),11),12)}。

一方、Staub¹³⁾は、マスを用いた研究成果をもとに、排砂が魚類に与える影響について、1)SS濃度上昇による魚類の忌避行動がもたらす酸素消費量の増大、2)微細粒土砂によりエラが閉塞されることによる酸素摂取能力の低下、3)DOの直接的な低下による酸素欠乏、が複合的に影響すると指摘している(図5-4-1)。また、Newcomb and Macdonald¹⁴⁾は、SS濃度とその継続時間の積の自然対数をストレス・インデックスと定義し、SS濃度の増加による魚類への影響度をランク付けし、ストレス・インデックスと影響度との関係を求めた。

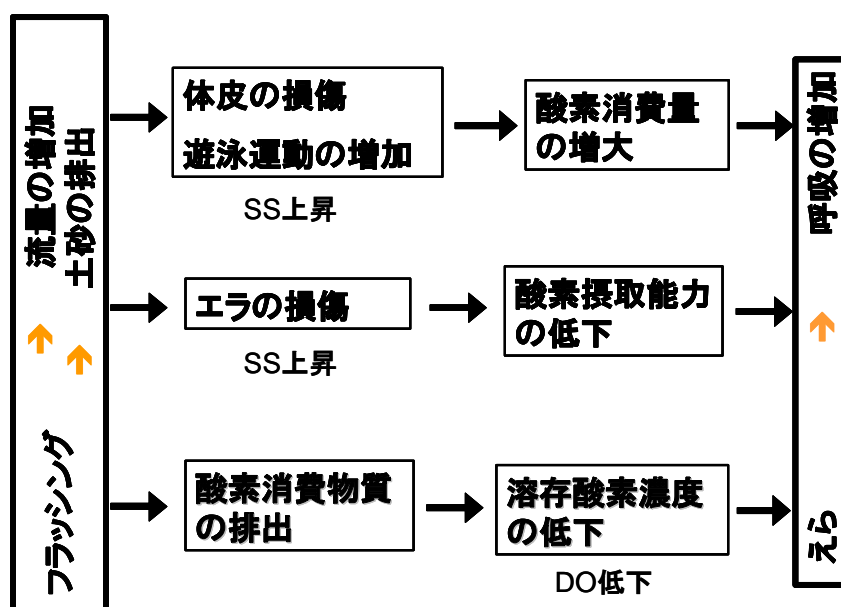


図 5-4-1 ダム排砂に伴う魚類への生理的影響¹³⁾

ここで、同一の SS 濃度レベルでも魚類に対する影響度は魚種によって異なることが想定され、村岡・角¹⁵⁾はアユを用いて、また、木下ら¹⁶⁾はイワナを用いて検討を行っており、SS 濃度に対する抵抗力がかなり異なることが明らかとなっている。さらに、木下ら¹⁷⁾はイワナのエラに付着する土砂の粒径に関する考察から、イワナについては $150\mu\text{m}$ 以下の粒径の土砂がエラに付着すること、また、粒径が細かければ細かいほど付着しやすいことを指摘している。

一般にSS濃度は $100\sim 200\mu\text{m}$ 以下の微細粒土砂が対象となるが、ダム排砂時の水位低下から自然流下に移行する段階では、SS濃度および粒度組成が時間的に大きく変化することが、黒部川連携排砂を対象とするバケツ採水、高濃度濁度計および差圧式SS濃度計（SMDP）などを用いた現地観測により明らかにされてきている⁵⁾。

そこで本節では、黒部川連携排砂時の採水試料から得られた SS 中の粒度組成をもとに、SS 濃度とさらに微細粒土砂に着目した SS 濃度（以下 FSS 濃度と呼ぶ）の両者について、排砂中の時間経過に伴う濃度とその構成比、および継続時間について整理を行い、SS 濃度および FSS 濃度の両者を対象とする影響評価を行った。

5.4.1 黒部川連携排砂における環境調査

黒部川のダム排砂の特徴は、下流河道区間のみならず河口・海域に対する環境影響をも考慮する必要があることであり、黒部川ダム排砂評価委員会において、排砂に伴う下流域の影響を把握するために必要な環境調査項目が検討されている。現在は、水質・底質・水生生物などの調査が、ダム貯水池、河川、海域等において排砂実施前、実施中、実施後に行われている。このうち、下流河川の主要3地点（図5-4-2：出し平ダム直下、宇奈月ダム直下および下黒部）では、排砂実施中に、水温、pH、DO、濁度、SS が1時間間隔でモニタリングされている。

図5-4-3、5-4-4に、一例として連携排砂が開始された2001年および2004年の排砂時の貯水位、流入量・放流量および3地点のSS変化を示す。一般に、SSピーク値は排砂用に貯水位を低下させた直後に発生すると言われているが、宇奈月ダムでは2001年は明確ではない。これに対して、2004年は排砂中に生起した大規模洪水をはさんで排砂～洪水調節～通砂が連続的に実施され、宇奈月ダムの堆砂が進行し土砂をより通過させるように変化してきたことから、この間はSS最大値で $10,000\text{mg/l}$ に達する高濃度波形を繰り返している。

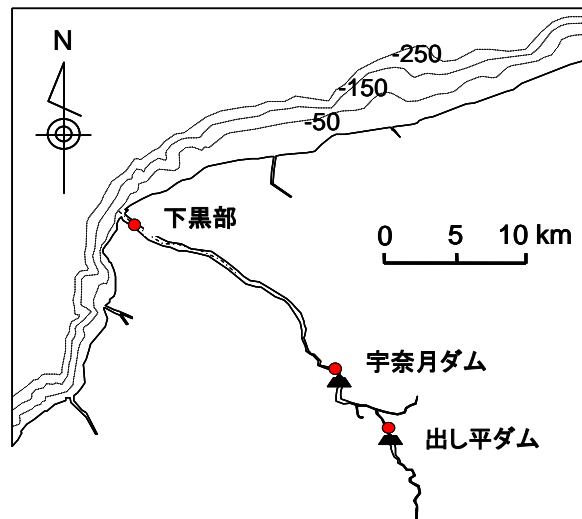


図 5-4-2 黒部川下流の水質調査地点

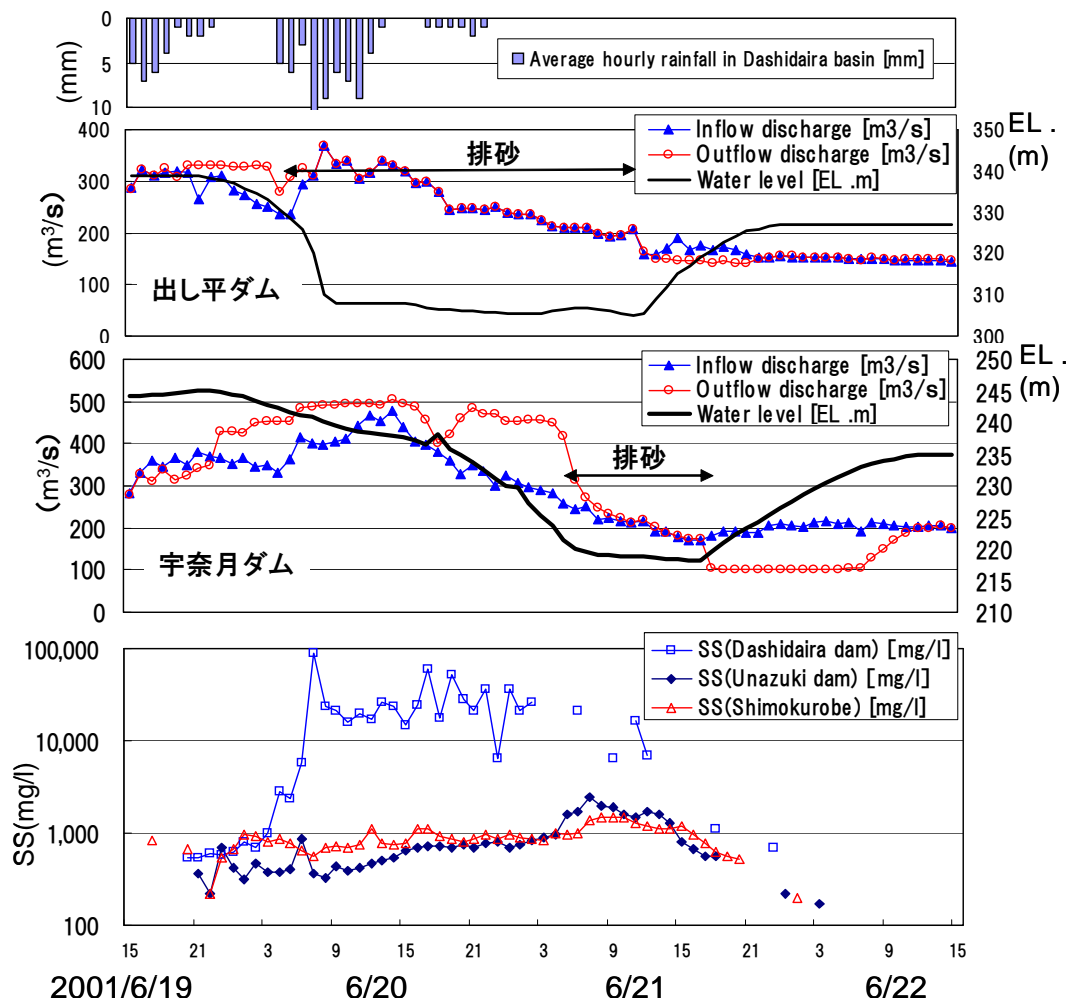


図 5-4-3 2001 年黒部川連携排砂時の状況

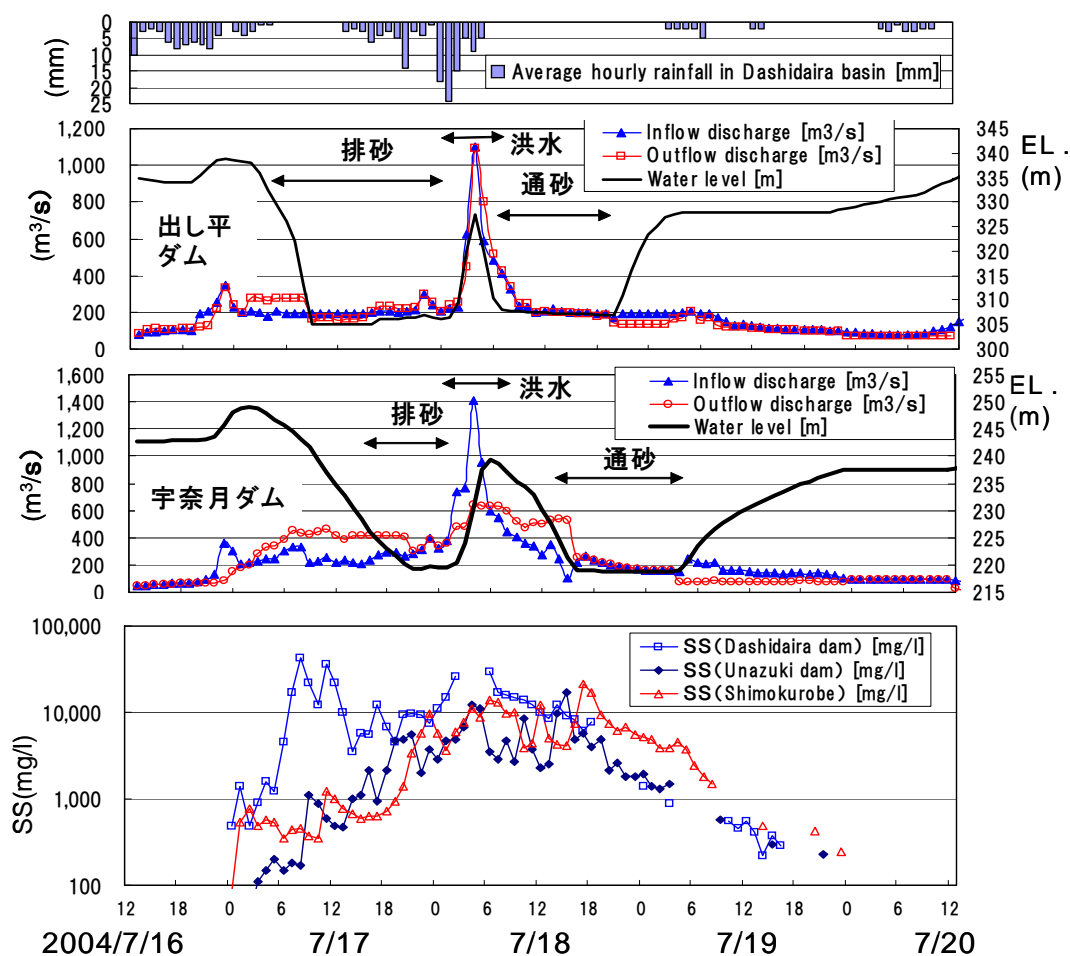


図 5-4-4 2004 年黒部川連携排砂・通砂時の状況

これら調査は、先に完成した出し平ダムの単独排砂時代から宇奈月ダム完成後の連携排砂移行後も継続的に行われてきている。宇奈月ダム直下および下黒部橋地点においては、2001 年の連携排砂開始以降は、宇奈月ダムの堆砂がまだ十分に進行していないことから、上流から流入した高濁水が宇奈月貯水池内で希釈され、下流河川の SS 最大値は一時的に低下した。一方 2003 年の排砂以降は、下流河川の SS 最大値が上昇する傾向にあり、宇奈月ダムの堆砂進行により上流からの土砂が次第に通過しやすくなってきていると考えられる。このことは、図 5-4-5 に示すように、3 地点における 2001 年以降の連携排砂期間中の SS 濃度平均値と最大値の変化に端的に現れており、下流域の SS 平均値と最大値が次第に上昇している。また、各年の第一回目である排砂に比べて、二回目以降の通砂では SS 濃度が低下することが確認される。

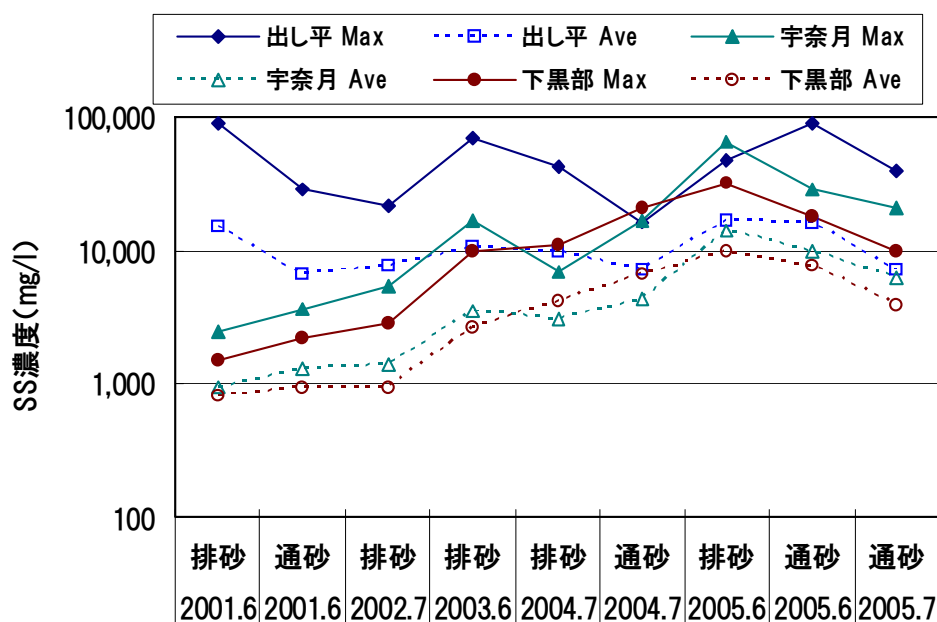


図 5-4-5 連携排砂中の SS 濃度の経年変化

5.4.2 連携排砂による河川環境調査の評価

(1) 排砂による環境影響評価

現在の黒部川の連携排砂および通砂は、自然洪水に合わせて、間隔が長くなならないように一定頻度で排砂を実施すべきというスイスやフランスの知見にも合致したものとなっている。出し平ダムの単独排砂時から、DO に関しては、黒部川に生息する魚類への影響などを考慮して危険値の 2 倍に相当する 4mg/l を下回らないようにモニタリングされてきた。近年は、この DO に関してはほとんど問題となっていない。一方、SS に関しては重点項目としてモニタリングされているが、数値基準は定められていない。高濃度の SS の発生と環境影響を評価する指標として先述のストレス・インデックスがあり、次節に、これを用いて各年の排砂実施に伴う環境インパクトの相互比較を試みる。

(2) ストレス・インデックスによる SS 評価

ストレス・インデックス (SI) とは、SS の時系列波形を用いて、SS-継続時間によるインパクト評価を行うもので、Newcomb らは SI が大きくなるほど魚類などの水生生物への影響が大きくなることを指摘している^{14),15)}。SI は、SS 濃度とその継続時間の積の自然対数を取ったもので、式(5-4-1)で示される。

$$SI = \log_e^{(SS濃度(mg/l) \times 継続時間(hr))} \quad (5-4-1)$$

例えば、図 5-4-3, 5-4-4 に示した SS の時間波形を用いて、縦軸に SS、横軸にその SS が最大継続した時間をプロットすることができる。これを 2001 年以降の宇奈月ダム下流のデータについて整理したものを図 5-4-6 に示す。ここで、2004 年は洪水をはさんで排砂と通砂が連続的に発生したために、これらは一連のイベントとして整理している。

図 5-4-6 から明らかなように、宇奈月ダム下流の SS 濃度は年々上昇しており、継続時間の観点からもこの傾向が確認される。また、同様に排砂に比べて通砂の SS 濃度が低下することも明らかである。

さらに図には、ストレス・インデックスが SI=10 および 11 となる直線を同時に示している。これによれば、宇奈月ダム下流では、2003 年の排砂までは概ね SI=10 程度に収まっていたが、2004 年の排砂・通砂以降 SI=10~11、さらには一部 SI=11 を超える事例も散見される。

ここで、図 5-4-7 に示すようにスイス・フランスなどにおける既往のダム排砂時の SS 濃度基準は概ね SI=10~11 と設定されており、現在の宇奈月ダムの水準も同程度である。一方、日本における自然出水における高い SS 濃度の観測事例の一部を整理したものを図 5-4-8 に示すが、これらは概ね SI=10 程度であり、自然出水の高濃度事例を考慮すれば、SI=10~11 程度が目標とすべき許容可能な上限と考えられる。しかしながら、近年は SS 濃度がさらに上昇する傾向が見られ、その変化を予測し、適切に評価する必要がある。

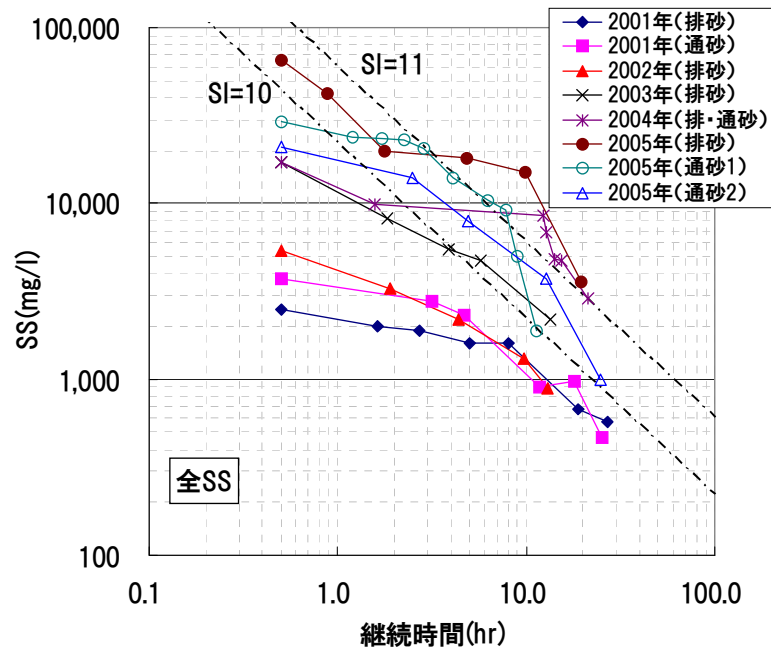


図 5-4-6 宇奈月ダム下流の SS 濃度～継続時間

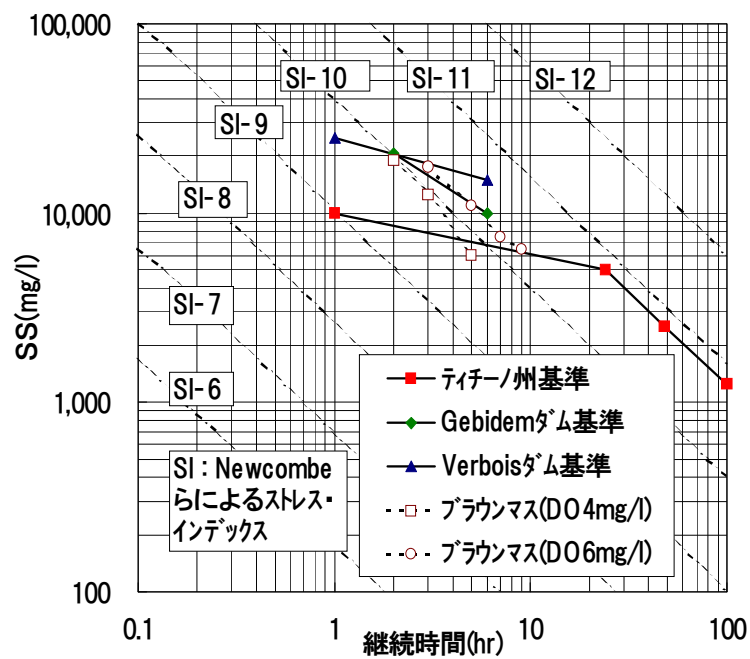


図 5-4-7 既往のダム排砂時の SS 濃度基準

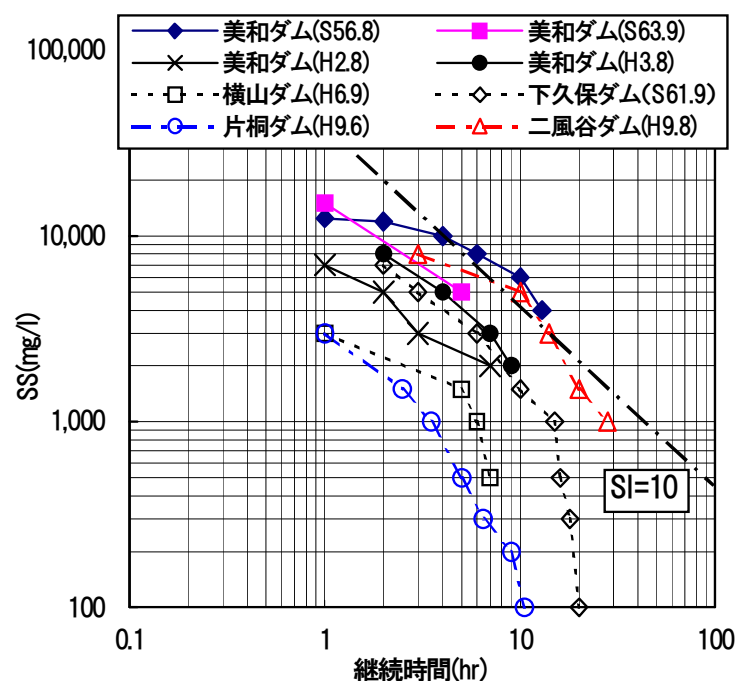


図 5-4-8 自然河川における SS 濃度～継続時間の観測例

(3) 粒度分布を考慮した SS-SI 評価

河川ごとに生息する生物相には相違があり、同じ SI（インパクト）であっても生物相への影響（レスポンス）は異なるものと考えられる。日本の河川では、水温、平常時の濁度や流下する栄養塩などが生物相を規定しているが、黒部川では溪流に生息するイワナ・ヤマメ、下流域に夏季に放流されるアユ、さらには河口域に遡上してくるサケなどに対する影響が重要と考えられる。一般に、溪流魚であるイワナ・ヤマメなどは短時間の高濁度には耐性があり、アユなどは濁りには弱いとされる^{14),15,16)}。さらに、木下ら¹⁷⁾はイワナのエラに付着する土砂の粒径に関する考察から、イワナについては $150\mu\text{m}$ 以下の粒径の土砂がエラに付着すること、また、粒径が細かければ細かいほど付着しやすいことを指摘している。

一方、宇奈月ダムにおける近年の SS 濃度の上昇には、SS の中でも主に $75\mu\text{m}$ 以上の粒度成分が寄与していることが採水分析による詳細な現地調査結果から明らかにされている¹³⁾。具体的には、2005 年の排砂・通砂時の SS 中の粒径別の土砂収支では、 $75\mu\text{m}$ 以上が 45、65%と次第に増大しており、宇奈月ダムの堆砂進行に伴って排出される粒径が粗くなっていることを示している。

そこで、先に示したストレス・インデックスの評価についてもこの粒度分布の変化を加味することが必要と考え、SS 濃度とさらに微細粒土砂に着目した SS 濃度（FSS 濃度）の両者について、排砂中の時間経過に伴う濃度とその構成比、および継続時間について整理を行い、SS 濃度

およびFSS濃度の両者を対象とする影響評価（SS-SIおよびFSS-SI評価）を行う。

図 5-4-9(a)-(h) は、各排砂イベントについて、各時刻で計測された SS 濃度と粒度分布を用いて、SS 濃度（全 SS）と FSS 濃度（10, 30, 75 μm 以下の粒径割合で SS 濃度を補正したもの）とそれらの継続時間を求めたものである。ここで、粒度分布は SS 濃度の計測時刻全てで同時に計測されているわけではないので、前後の時刻のデータを用いて平均化処理を行っている。

これを見ると、経年的に 10, 30 μm 以下のみで評価される FSS と全 SS の乖離が大きくなってきていること、特に 2005 年の排砂・通砂においてその傾向が顕著となっていることがわかる。言い換えれば、最近の排砂・通砂（2004, 2005 年）では SS 中に占める 75 μm 以上の粗粒分の割合が増加し、これが全 SS を引き上げていることになる。

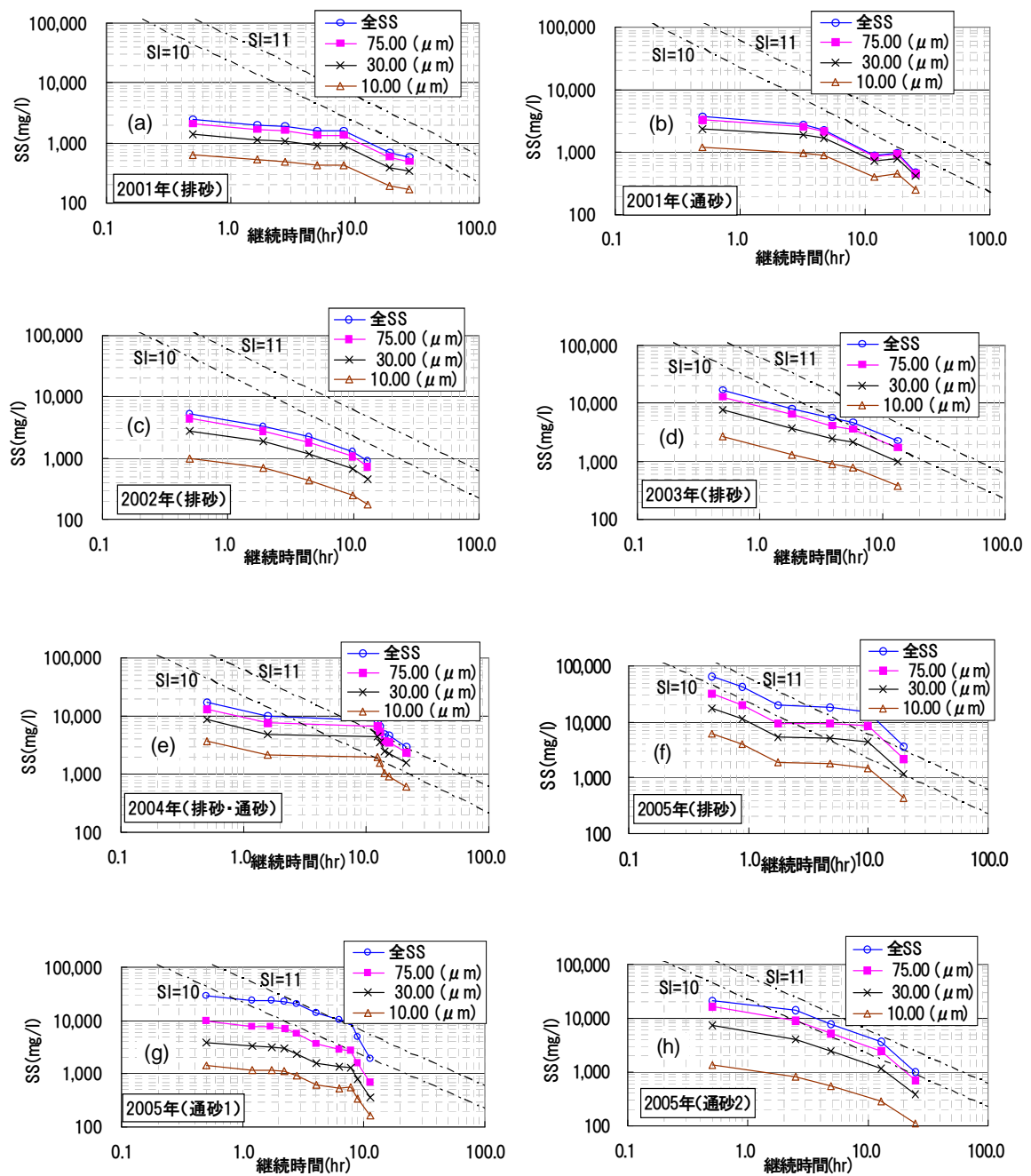


図 5-4-9 粒度分布を考慮した SS-SI 評価(2001-2005 年 排砂・通砂)

そこで、図 5-4-6 と同様に、FSS 濃度 (10, 30, 75 μm) ごとに各年度の排砂・通砂の濃度と継続時間の関係をプロットしたものを図 5-4-10~12 に示す。これによれば、2004 年排・通砂および 2005 年排砂のように、洪水調節をはさんで長時間土砂流出が継続した事例を除いて FSS 濃度 (75 μm) では SI=10 程度が上限となり、さらに小さい FSS 濃度 (10, 30 μm) では SI=10 を大きく下回る結果となっている。

一般に、自然河川における洪水時の SS 粒度分布によれば $d_{50}=30\ \mu\text{m}$ 程度であり、仮に図 5-4-8 に示した SS 濃度の 1/2 が 30 μm 以下と仮定すれば既存の自然出水の実績では SI(FSS=30 μm 以下)=9~10 程度と考えることができ、図 5-4-11 の FSS(30 μm)の実績とほぼ同等な結果となっている。従って、このような傾向と先述の細粒分の方が魚類等への影響度が高いとする木下らの研究を参考にすれば、SS-SI に加えて FSS(30 μm)-SI の評価を同時に行って微細粒土砂にも焦点を当てた影響評価を行うことが重要と考えられる。この場合、FSS(30 μm)-SI は主に魚類のエラなどに対する生理的影響の評価に、一方、SS-SI は細粒土砂の収支および生態系全般に対する影響の評価というように、それぞれの目的に応じてこれら指標を活用することができる。

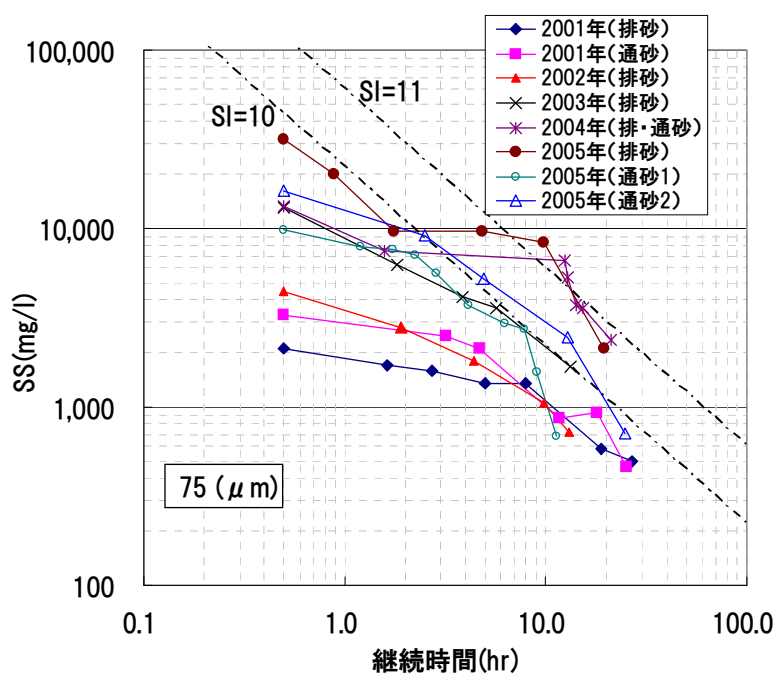


図 5-4-10 FSS 濃度 (75 μm) ~ 継続時間の関係

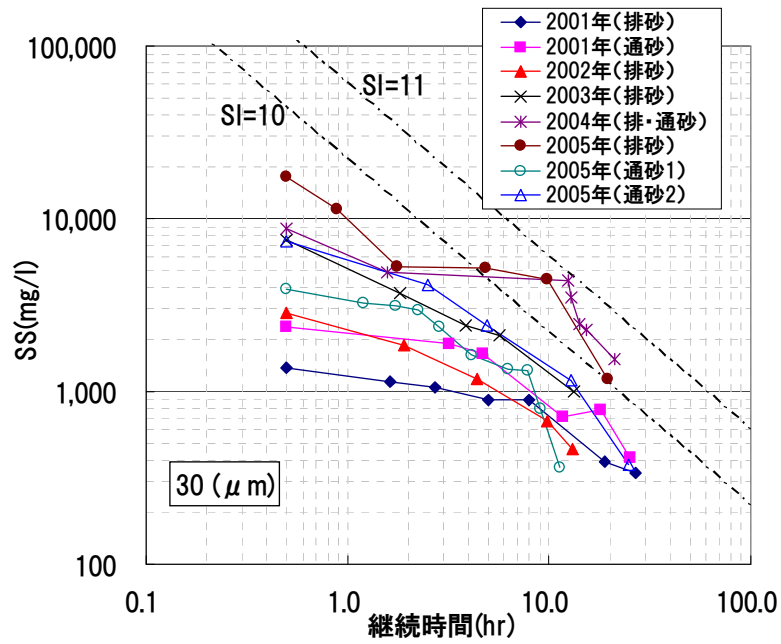


図 5-4-11 FSS 濃度(30 μm)～継続時間の関係

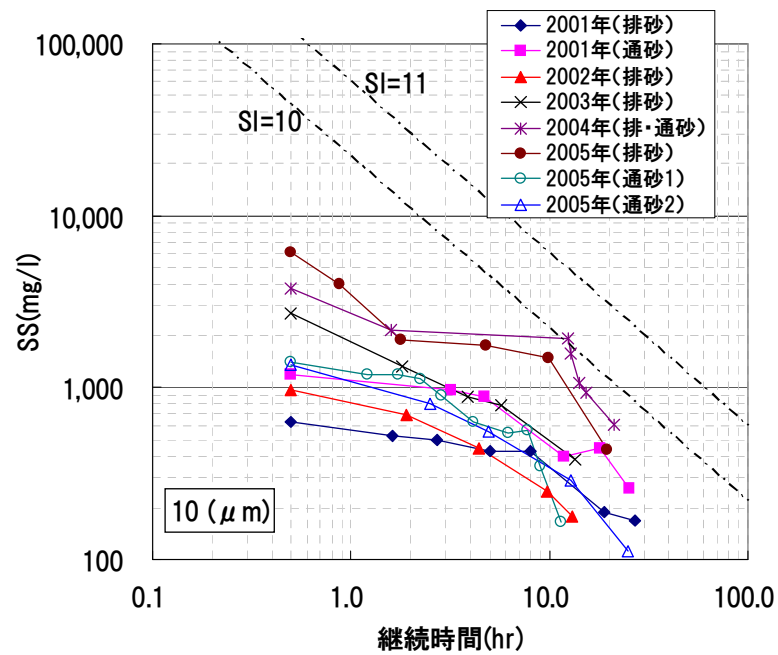


図 5-4-12 FSS 濃度(10 μm)～継続時間の関係

(4) SS および FSS のモニタリング手法

本節では、採水試料による詳細な SS および粒度分析データを用いることができたが、一般にはここまでのデータを常時把握することは困難である。角らによる 2005 年の黒部川連携排砂を対象とした検討により、図 5-4-13 に示すように SS と濁度の比率が SS 中の粒度分布に大きく依存していることを明らかにした。この理由としては、もともと濁度計はカオリンなどの粘土鉱物を用いてキャリブレーションを行っており、SS の中でも超微細粒子との相関が高いことに起因する。これより、SS と濁度を同時に計測しておくことにより、全ての時刻における粒度分布データが得られない場合でも SS 中の数十 μm 以下の微細粒土砂の割合を推定し、ここで示した SS-SI および FSS-SI の評価を行うことが可能となるものと考えられる。その観点から、ダム排砂時の水質モニタリングに関しては、高濁度まで計測可能な濁度計と SS 濃度のリアルタイム測定手法の組み合わせが重要である。

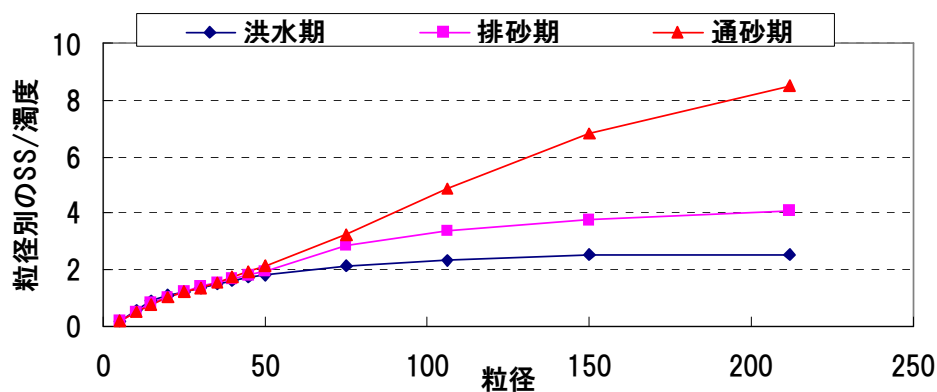


図 5-4-13 各粒径階までの SS と濁度の比率

(2005 年連携排砂・通砂(宇奈月ダム下流))

5.4.3 まとめ

本節では、2001～2005 年に実施された黒部川連携排砂時における宇奈月ダム下流の SS 観測データをもとに、魚類などへの影響評価を行う手法として、既往の研究でも行われているストレス・インデックス (SI) を用いて、特に SS 中に含まれる微細粒土砂の割合にも着目しながら検討を行った。得られた結論を以下に示す。

1) SS 濃度の排出特性は、10 年以上の排砂経験を有する出し平ダムにおいてほぼ安定しているのに対して、完成後の経過年数の少ない宇奈月ダムでは年毎の変化が大きい。

2) 宇奈月ダムでは、排砂時の SS のピーク濃度が年々上昇する傾向があるものの、これに寄与しているのは SS 分のうちの主に $75\mu\text{m}$ 以上の粗粒分が中心であり、貯水池内の堆砂が進

行してこれらの粗粒分が排出可能となってきたことに起因するものと考えられる。

3) 複数の排砂データや自然洪水との比較の観点から、魚類などの水生生物に対する影響評価を行うためには、SS 濃度とその継続時間で評価されるストレ・スインデックス (SI) は有用であるが、全 SS に加えてさらに微細粒分に着目した FSS (例えば $30\mu\text{m}$ 以下など) の評価を同時に行うことが重要である。

4) ダム排砂時の水質モニタリングに関しては、高濁度まで計測可能な濁度計と SS 濃度のリアルタイム測定手法の組み合わせが重要である。

5.5 結語

本章では、ダム排砂時の高濃度土砂流れの量的計測手法、質的計測結果及びそれに基づいた環境影響評価手法などの検討を行い、以下のような結論が得られた。

(1) SMDP を用いた浮遊土砂の計測手法について

1) 水中型と水循環型 SMDP とともに、ダム排砂時の最大約 30,000mg/l に達する SS の急激な変化を自動で連続的に計測可能であることが確認された。

2) 排砂・通砂期間中に発生した SS ピークは、宇奈月ダムにおける自然流下（排砂）、洪水処理、洪水後の水位低下、洪水後の自然流下（通砂）及び下流支川からの洪水流入などの各インパクトに対応し、下流3地点の SMDP の計測結果の相互比較により、流下による遅れ時間やピーク値の大きさなどの特性を把握することができた。

3) 水中型は河川の流速による動圧の影響が課題であるが、数千 mg/l 以上の高濃度領域では時間遅れも無く良好に計測可能であること、逆に水循環型では、高濃度となった場合に水中ポンプからの採水系統の安定的な稼動が課題であることが明らかとなった。

なお、SMDP 計測法に関する今後の課題は以下のとおりである。

1) 各地点の採水法と SMDP の計測結果から両者には良好な相関が確認された一方、SMDP は全体的に採水法より小さい値を示している。これは採水場所の相違による影響のほか、水循環型 SMDP の場合、高濃度土砂が SMDP の採水ラインなどに沈降して、SMDP の計測結果がある程度小さくなる可能性がある。また、水中型 SMDP は、採水ラインとポンプなどが不要であるため経済的であるが、流速の影響を受ける可能性があり、これをできるだけ小さくする工夫が必要である。

2) 排砂や洪水時の高濃度土砂による水循環型 SMDP の欠測を防止するために、SS 計測値によってポンプ自身の能力を自動でコントロールして採水ラインの閉塞を防止したり、複数設置しているポンプの交互運転間隔を短くしたりして、欠測時間を極力無くすなどの対策を行う必要がある。

3) ここで計測した結果は全て河川の流れの一点だけの値で、その断面全体の SS を代表しているとは言えない。従って、SS を計測し評価する際には、SMDP、採水法ともに、他の実測データや資料なども参考に行う必要がある。

(2) ダム排砂時の微細粒土砂流下特性

1) ダムからの放流 SS と粒度分布は、湛水状態の洪水期と排砂・通砂期では大きく変化し、洪水期は流量が大きく、放流標高が低いほど、また、排砂・通砂期では貯水位が低いほど

SS が上昇し粒径が大きくなる。

2) 排砂・通砂期の放流 SS ピークは自然流下開始直前に発生し、粒径ピークは粗粒分の貯水池内の流下時間の関係でこれより数時間遅れる。

3) 粒径別の土砂収支では、洪水期は $75\mu\text{m}$ 以下が 80%以上を占めるのに対して、排砂・通砂期は $75\mu\text{m}$ 以下が 45, 65%と次第に増大し、宇奈月ダムから排出される粒径は粗くなっている。

4) ダム排砂時の放流 SS と濁度の関係では、 $50\mu\text{m}$ までは SS と濁度の比率は期別にかかわらずほぼ一致し良好な相関が得られるが、含まれる SS 粒径階の増大により比率が 2 倍程度まで増加する。さらに $50\mu\text{m}$ を超える粗粒土砂を含む場合には SS の直接測定が必須と考えられる。なお、この粒径の問題については、濁度計の特性による相違も多少はあると考えられ、今後検証が必要である。

(3) ダム排砂時の微細土砂流下に伴う河川環境影響評価について

1) SS 濃度の排出特性は、10 年以上の排砂経験を有する出し平ダムにおいてほぼ安定しているのに対して、完成後の経過年数の少ない宇奈月ダムでは年毎の変化が大きい。

2) 宇奈月ダムでは、排砂時の SS のピーク濃度が年々上昇する傾向があるものの、これに寄与しているのは SS 分のうちの主に $75\mu\text{m}$ 以上の粗粒分が中心であり、貯水池内の堆砂が進行してこれらの粗粒分が排出可能となってきたことに起因するものと考えられる。

3) 複数の排砂データや自然洪水との比較の観点から、魚類などの水生生物に対する影響評価を行うためには、SS 濃度とその継続時間で評価されるストレ・スインデックス (SI) は有用であるが、全 SS に加えてさらに微細粒分に着目した FSS (例えば $30\mu\text{m}$ 以下など) の評価を同時に行うことが重要である。

4) ダム排砂時の水質モニタリングに関しては、高濁度まで計測可能な濁度計と SS 濃度のリアルタイム測定手法の組み合わせが重要である。

参考文献

- 1) 角哲也・森田佐一郎・越智隆志・小宮秀昭：差圧測定による浮遊砂濃度計測システムの開発，ダム工学，11(3)，pp. 4-12，2001.
- 2) 角哲也・森田佐一郎・越智隆志・小宮秀昭：差圧センサーを用いた河川・ダム貯水池における新しい浮遊砂濃度計測手法の開発，水工学論文集，第46巻，pp. 779-784，2002.
- 3) G,Merle：Some Environmental Aspects of Flushing，貯水池土砂管理国際シンポジウム，pp. 195-202，2000.
- 4) 角哲也，塚原千明：ダム流域におけるウォッシュロード量の評価，河川技術に関する論文集 5，pp. 172-175，1999.
- 5) 角哲也・白音包力皋・森田佐一郎：SMDPを用いたダム排砂時のSS観測について，河川技術論文集 Vol.10，pp. 315-320，2005.
- 6) 国土交通省 北陸地方整備局 黒部河川事務所ホームページ，<http://www.kurobe.go.jp>
- 7) 角哲也，白音包力皋：宇奈月ダムフラッシング排砂時の細粒土砂流下特性，水工学論文集，第50巻，pp. 913-918，2006.
- 8) 角哲也：ダム貯水池からの排砂と排砂時の放流水質管理，ダム技術，No.127，pp.30-39，1997.
- 9) Rambaud, J. et al：Experience acquise dan les vidanges de retenues par Electricité de France et la Compagnie Nationale du Rhône, 16th ICOLD Congress, San Francisco, Q. 60, pp.483-514, 1988.
- 10) Gerster S. and Rey, P: Ökologische Folgen von Stauraumspülungen, Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Schriftenreihe Umwelt, Nr. 219, 1994.
- 11) Gartmann, R.: Spülungen und Entleerungen von Stauseen und Ausgleichesbecken, Wasser, Energie, Luft 82, 1/2, pp.33-36, 1990.
- 12) Conca, A.: Gli spurghi dei bacini di accumulazione e delle prese, Wasser, Energie, Luft, 82, 5/6, pp.111-114,1990.
- 13) Staub, E.: Effects of Sediment Flushing on Fish and Invertebrates in Swiss Alpine Rivers, Int. Workshop and Symposium, Toyama, Japan, pp.185-194, 2000.
- 14) Newcombe, C.P. and Macdonald D.D.: Effects of Suspended Sediments on Aquatic Ecosystems, North American Journal of Fisheries Management, 11, pp.72-82, 1991.
- 15) Newcombe, C.P. and Jensen, J.O.T.: Channel Suspended Sediment and Fisheries: A synthesis for Quantitative Assessment of Risk and Impact, North American Journal of Fisheries Management, 16, pp.693-727, 1996.

- 16) 村岡敬子,角 哲也:高濃度の濁りがアユに与える影響について, 第 25 回土木学会関東支部技術研究発表会, VII-13, pp.1048-1049, 1998.
- 17) 木下篤彦, 水山高久, 藤田正治, 澤田豊明, 吉清守: ヒル谷における人為的排砂のイワナへのインパクト, 河川技術論文集, Vol.7, pp.363-368, 2001.
- 18) 木下篤彦, 藤田正治, 田川正朋, 水山高久, 澤田豊明: 排砂に伴う濁りが魚類に与える生理的影響とその評価法, 砂防学会誌, Vol.58, No.3, pp.34-43, 2005.
- 19) 前田宣雄・大杉奉功・名波義昭 黒部川連携排砂によるアユへの影響検討, ダム水源地環境技術研究所 所報 pp.75-81, 2005.
- 20) 進藤裕之: 黒部川におけるダム排砂, 第 3 回世界水フォーラム, 流域一貫の土砂管理セッション報告書, (財)ダム水資源地環境整備センター, pp. 153-163, 2003.
- 21) 角 哲也: 日本における貯水池土砂管理, 第 3 回世界水フォーラム, 流域一貫の土砂管理セッション報告書, (財)ダム水資源地環境整備センター, pp. 103-118, 2003.

第6章 結論

日本は地震、洪水、地滑りなど自然災害が多い国であり、防災と開発を主な柱とした河川管理が進められてきた。その結果、大河川では100年または200年程度、都市の中小河川では50年または100年程度、農村部では30年または50年に一度程度の洪水災害に抵抗できる非常に災害に強い国にもなった¹⁾。しかしながら、河川の治水と利水事業は、主に多目的ダム建設を中心として進められてきたため、ダム建設による河川環境へのインパクトは時間の経過とともにますます著しくなってきた。その中、ダム貯水池の土砂堆積は河川の上下流域では河床上昇または低下問題、河口域では海岸侵食などの問題が発生し、すでに土木の範囲を超えて社会や環境問題も引き起こし、その主な原因はダム貯水池内の土砂堆積であると言えるだろう。

従って、最近では「治水、利水、環境」が新「河川法」の三つの柱として定められ、河川事業は「自然との競争」から「自然との共存」へ転換し、河川本来の姿を再現しようとした対策が実施されている。その中、黒部川の連携排砂や旭ダムの土砂バイパスのような「土砂を流すダム」の実現、天竜川の総合的な土砂管理や三春ダムの土砂還元などのような「土砂流れの連続性を確保」した河川管理への挑戦及び真名川ダムフラッシュ放流²⁾など「下流域の河床攪乱」を目的とした人工的な中小規模の洪水による環境回復など様々な対策が実施されており、ダム貯水池の土砂管理は新しい時代を迎えている。そこで、本論文では、主に黒部川の出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂・通砂を中心に、環境影響を考慮したダム排砂方法の検討を行い、以下のような結果が得られた。

第1章は本研究の背景、目的及び本論文の構造などについて述べた。

第2章では、中国の黄河の調水調沙試験運用と日本の黒部川の出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂の実績データを基づいて、密度流排出とフラッシング排砂の排砂効率などと、両川のダム排砂の今後の課題について考察した。その結果、現在の両者の操作方法は、両川の特性に合わせて適切な排砂方法が採用されていると考えられるが、将来、宇奈月ダムおよび小浪底ダムの堆砂が計画堆砂形状に近づくに連れて、土砂濃度や排砂効率はもとより、排出される土砂の粒径なども大きく変化してくることが予想される。これに伴って、新たな課題が生じる可能性もあり、さらに排砂方法を工夫していく必要があると考えられる。

そこで、日本の黒部川の連携排砂では、現在は出し平ダムと宇奈月ダムとも常に貯水位を低下させるフラッシング排砂および通砂方法を採用しているが、黄河で行われているような密度流排砂手法も組み合わせ、貯水位を低下させずに細粒土砂の貯水池通過を促進させる工夫についても、今後、必要な試験を行って導入可能性について検討していく必要があると認識し

た。

一方、中国の小浪底ダムを中心とする黄河の調水調砂はこれまでの3回の試験に基づき、2005年度から正式運用へ移行し、6月16日から第4回の調水調砂が開始された。小浪底ダムの調水調砂運用は上流からの水の流出と中流からの土砂生産のバランスを調節することにより、下流域の治水安全度の向上と黄河流域の総合的な土砂管理を実現する上で重要な役割を果たすものと期待されるが、今後は日本の黒部川における検討も参考にしながら河川環境との調和の観点からも検討を進める必要があると考えられる。

第3章では、ダム貯水池に流入する土砂のうち、主に下流域の河川環境に大きな影響を与えると報告されている細粒土砂に着目し、黒部川の最大の支川である黒蘆川流域を対象に、GIS(地理情報システム)と黒蘆川流域崩壊地推移図を用いた簡易な土砂生産モデルを作成し、それを Kinematic Wave による降雨流出モデルと統合することにより、洪水または連携排砂時の宇奈月ダム貯水池への流入流量および細粒土砂流入量の予測モデルについて検討を行った。その結果、まず、ESRI の ArcView8.3 および Spatial Analyst エクステンションを用いて黒部川流域の河道網を作成し、その中から黒蘆川流域を取り出した。そして、黒蘆川流域を27の支流流域に分割して、各支流流域の斜面面積、勾配及び河道長さ、勾配などを計算し、数値流域モデルを作成した。その上に、黒蘆川流域の崩壊地地図を取り込み、支流流域の斜面ごとの崩壊地面積を集計した。

次に、黒蘆川の数値流域モデルで得られたデータを用いて、Kinematic Wave 法による降雨流出計算を行った。その結果、2005年と2006年の黒部川の連携排砂時の黒蘆川の降雨流出が再現され、洪水の予測モデルとしては信頼性があることが確認され、黒部川の連携排砂・通砂を実施するかどうかの根拠になることが期待される。

さらに、降雨流出に伴うSS流出モデルを作成し、黒蘆川の支流流域における斜面ごとの崩壊地データを用いて、連携排砂時の降雨に伴うSSの生産の再現計算を行った。その結果、2005および2006年のSS波形は概ね良好な再現性が得られた。なお、SS波形の再現において、有効雨量によるSSの流出係数(k)は年毎の崩壊地の面積やその時間、場所などいろいろな因子と関連するため、今後観測データの蓄積により精度の向上が必要である。また、2006年には黒蘆川流域で大きな崩壊地(内山ハゲ)が発生し、このような新しい崩壊地に伴うSSの流出形態の変化に関する詳細な検討が求められる。

最後に、黒部川の連携排砂時の出し平ダムの放流SSと黒蘆川からの流出SSの時間変化の分析を行った。その結果、黒蘆川の流出SSと出し平ダムのダム操作のタイミングは宇奈月ダムのダム操作に大きな影響があることが明らかとなった。宇奈月ダムでは、安全性や効率性を考慮したダム排砂操作を実施するために、今の段階で実施している操作方法をこれら情報をもとにさらに高度化する必要があると考えられる。

第4章では、貯水池内に流入する細粒土砂の具体的な制御方策を対象とした。まず宇奈月ダムを対象として、フラッシング排砂時の貯水池内からの高濃度微細粒土砂の排出現象に着目し、これに影響を及ぼす貯水位低下速度と放流SSの変化などの相関について、これまでの排砂操作に関する現地データをもとに検討し、貯水池水位低下速度と放流SS予測式を誘導した。

次に、通常の洪水時や新しい通砂操作の開発などを視野に入れ、貯水位を低下させずに微細粒土砂の貯水池通過を促すための手段として、排砂効率と安全性を同時に考慮した密度流排出の有効性に関して、鉛直2次元移流拡散数値シミュレーションを用いて検討した。その結果、①出し平ダムから排出された高濃度濁水を宇奈月ダムから密度流状態で排出させる可能性があることが確認され、②密度流の流下流速から貯水池流下時間を概略で推定することが可能であり、密度流排出のタイミングを計画するのに利用可能と考えられる、③密度流排出では、貯水位が低いほど、また常用洪水吐ゲート、水位低下用ゲート、排砂ゲートの順に流入SSの捕捉率が低くなり、出来るだけ放流標高が低いゲートを用いることが効果的である、④流入SS全体の捕捉率は約75%であるが、魚類生態等に影響が大きいと考えられる微細粒土砂（この計算では $44\mu\text{m}$ 以下）の捕捉率は35%以下となり、密度流排出は極めて有効である、ことなどが確認された。

さらに、水位を低下するフラッシング排砂計算を引き続いて実施し、上述の密度流排出を先行して実施して、貯水池内の微細粒土砂の堆積を抑制した上で排砂させた場合と、実施せずに微細粒土砂を含めた堆積土砂を水位低下後に一気に排砂した場合の比較について、主に放流SSの変化に着目して検討を行った。その結果、より低い貯水位で密度流排出を事前に実施した場合の方が後続のフラッシング排砂時の放流SSのピークを大幅に低減できることが確認され、下流河川環境に対するインパクトも小さくすることが可能であることが明らかとなった。

最後に、密度流排出とフラッシング排砂を結合した新たな連携排砂または通砂方法を提案し、排砂方法の効果について検討を行い、改善方策を提案した。

第5章では、排砂時のダム下流域における土砂流れの量、質の観測及びそれに基づいた環境影響について検討した。その結果、まずダム排砂や大洪水時の高濃度土砂を対象とした浮遊土砂濃度の計測手法であるSMDPについて、観測データと採水法による結果との比較分析を行うことにより、SMDPの自動的かつ連続的な計測可能であることが確認され、さらに、排砂・通砂期間中に発生したSSピークは、宇奈月ダムにおける自然流下（排砂）、洪水処理、洪水後の水位低下、洪水後の自然流下（通砂）及び下流支川からの洪水流入などの各インパクトに対応し、下流3地点のSMDPの計測結果の相互比較により、流下による遅れ時間やピーク値の大きさなどの特性を把握することができた。

次に、洪水期、ダム排砂期と通砂時の採水法による浮遊土砂の粒度分布の比較分析を行い、これに基づいた粒径別の土砂収支を考察し、さらにダム排砂時の濁度とSSの相関について検

討した。その結果、①ダムからの放流 SS と粒度分布は、湛水状態の洪水期と排砂・通砂期では大きく変化し、洪水期は流量が大きく、放流標高が低いほど、また、排砂・通砂期では貯水位が低いほど SS が上昇し粒径が大きくなる、②連携排砂・通砂時の放流 SS ピークは自然流下開始直前に発生し、粒径ピークは粗粒分の貯水池内の流下時間の関係でこれより数時間遅れる、③粒径別の土砂収支では、洪水期は $75\mu\text{m}$ 以下が 80%以上を占めるのに対して、排砂・通砂期は $75\mu\text{m}$ 以下が 45, 65%と次第に増大し、宇奈月ダムから排出される粒径は粗くなっている、④ダム排砂時の放流 SS と濁度の関係では、 $50\mu\text{m}$ までは SS と濁度の比率は期別にかかわらずほぼ一致し良好な相関が得られるが、含まれる SS 粒径階の増大により比率が 2 倍程度まで増加し、 $50\mu\text{m}$ を超える粗粒土砂を含む場合には SS の直接測定が必須と考えられる、ことが明らかとなった。

最後に、黒部川連携排砂時の採水試料から得られた SS 中の粒度組成をもとに、SS 濃度とさらに微細粒土砂に着目した SS 濃度（以下 FSS 濃度と呼ぶ）の両者について、排砂中の時間経過に伴う濃度とその構成比、および継続時間について整理を行い、SS 濃度および FSS 濃度の両者を対象とする影響評価を行った。その結果、①SS 濃度の排出特性は、10 年以上の排砂経験を有する出し平ダムにおいてほぼ安定しているのに対して、完成後の経過年数の少ない宇奈月ダムでは年毎の変化が大きい、②宇奈月ダムでは、排砂時の SS のピーク濃度が年々上昇する傾向があるものの、これに寄与しているのは SS 分のうちの主に $75\mu\text{m}$ 以上の粗粒分が中心であり、貯水池内の堆砂が進行してこれらの粗粒分が排出可能となってきたことに起因するものと考えられる、③複数の排砂データや自然洪水との比較の観点から、魚類などの水生生物に対する影響評価を行うためには、SS 濃度とその継続時間で評価されるストレ・スインデックス (SI) は有用であるが、全 SS に加えてさらに微細粒分に着目した FSS（例えば $30\mu\text{m}$ 以下など）の評価を同時に行うことが重要である、④ダム排砂時の水質モニタリングに関しては、高濁度まで計測可能な濁度計と SS 濃度のリアルタイム測定手法の組み合わせが重要である、ことなどが考えられる。

第 6 章では、本研究の結果を、次のようにまとめた：

まず、自然河川である黒部川流域の降雨に伴う SS 流出の予測について検討を行った。それに基づいて、出し平ダムの連携排砂・通砂時の水位低下速度や排砂ゲートの操作タイミングを考慮したダム排砂操作により、宇奈月ダム貯水池へ流入 SS を調節することが可能であることが分かった。

この流入 SS を基づいて、宇奈月ダムでは、連携排砂の場合、まず水位が高い状態で密度流排出を用いて、環境影響が大きい細粒土砂を低濃度で貯水池から排出する。次に水位を低下させてフラッシング排砂方法を用いて環境への影響が小さい粗粒土砂を高濃度で排出する。一方、連携通砂の場合、宇奈月ダム貯水池の堆積状況を勘定しながら、密度流排出するかまたはフラ

ッシング排砂するかを判断する。例えば、一回目の連携排砂時に貯水池に堆積した土砂が殆どが排出される場合、次の連携通砂では中規模の洪水であれば、現状の貯水池を完全に空にするフラッシング排砂の代わりに、貯水位を維持するかある程度低下させた密度流排出を用いて、流入する細粒土砂だけを低濃度で排出することが効果的である。一方、大きな出水が発生して、宇奈月ダム貯水池内に大量の土砂が流入した場合には、現状と同様にフラッシング排砂を行って土砂を通過させる。

そして、宇奈月ダム放流 SS を調節しながら、下流域では SS などの観測を行い、その SI を評価しながら、排砂方法の改善を検討する必要があると考えられる。

謝辞

本研究をまとめるにあたり、終始懇切なる御指導・御激励と細部にわたる御教示を賜りました京都大学大学院工学研究科 助教授 角 哲也先生に深甚なる謝意を表す次第です。著者は日本に来てからの3年半間、言葉・生活から全く未熟者であった本研究分野まで、終始懇切な御支援・御激励・御指導をいただきました。

また、終始温かい御激励・御教示および御多忙にもかかわらず本論文の草稿を査読いただき、貴重な御意見・御指導を賜りました京都大学大学院工学研究科教授 田村 武先生に深甚の謝意を表します。さらに、本論文の草稿を査読いただき、貴重な御意見・御指導を賜りました京都大学防災研究所 教授 藤田 正治先生に謹んで感謝の意を表します。そして、研究に対する有益な御意見、研究の姿勢を数多く御指導いただいた京都大学大学院工学研究科 助手 小林 俊一先生に深く感謝の意を表します。

さらに、本研究に関わる河川やダムなどの観測データを御提供いただいた(株)SMD 技術研究所 代表取締役社長 森田 佐一郎氏に厚く御礼申し上げます。また、本研究の基本となる黒部川の河川やダムなどの観測データを御提供いただいた国土交通省北陸地方整備局黒部河川事務所に深く感謝の意を表します。

同時に、田村研究室の同輩及び後輩たちには、常にお世話になりました。心から感謝の気持ちを表します。特に、高田 康史氏((株)建設技術研究所)及び 井口 真生子氏((株)ハイドロソフト技術研究所)には本研究を完成するまでに貴重な御意見と御支援をいただきました。心より御礼申し上げます。

著者は日本国文部科学省から国費留学生として奨学金をいただきました。日本への留学に際して、中国水利人材養成プロジェクトの副主任承 涛氏、副処長丁 紀閩氏の御推薦をいただきました。また、日本独立行政法人国際協力機構(JICA)の建設管理分野専門家 江原 竜二氏(現、大阪府安威川ダム建設事務所)からは多大な御支援をいただきました。ここに記して厚く御礼申し上げます。また、日本に留学機会を与えていただいた中国水利水電科学研究院水力学研究所所長 郭 軍氏(現、中国水利水電科学研究院 副総工)、水力学研究所書記 任定安氏及び高速水流研究室主任 張 東氏に深く感謝いたします。

最後に、本研究の完成に心を支えてくれた愛子塔拉に感謝の気持ちを贈り、本論文を結びたいと思います。

図表一覧

第1章

第2章

- 図 2-2-1 黄河流域
- 図 2-2-2 黄河土砂動態マップ
- 図 2-2-3 黄河の主な観測点における水量と土砂量の変化
- 図 2-2-4 黄河（花園口）における年間平均流量と含砂量（土砂濃度）の変動
- 図 2-2-5 2002 年 7 月 1～16 日の小浪底基準点の流量と土砂濃度変化
- 図 2-3-1 黒部川流域
- 図 2-3-2 黒部川の連携排砂と黄河の調水調砂試験の排砂効率の比較
- 写真 2-2-1 小浪底ダム of 調水調砂試験
- 写真 2-2-2 故県ダム
- 写真 2-2-3 小浪底ダム貯水池内の堆積土砂に対する高圧水ジェットによる攪乱
- 表 2-2-1 中国の水環境基準分類（括弧内は湖、貯水池の値）
- 表 2-2-2 黄河本川におけるダム建設と土砂堆積
- 表 2-2-3 黄河の主な支川における貯水池の堆積状況
- 表 2-2-4 黄河下流の各年代における断流状況
- 表 2-2-5 黄河の排砂に関連するダム諸元
- 表 2-2-6 黄河の下流河道に土砂堆積が発生しない限界流量と土砂濃度の組合せ
- 表 2-2-7 小浪底ダム調水調砂試験開始前の下流各区間の河床材料の中央粒径
- 表 2-2-8 小浪底ダム調水調砂試験開始前の下流基準点の高水敷き浸水開始水位と流量
- 表 2-2-9 黄河の調水調砂試験
- 表 2-2-10 第 1 回調水調砂試験の主な基準点の流量とその継続時間
- 表 2-2-11 ダムから排出される土砂粒径
- 表 2-2-12 黄河の調水調砂試験による下流河道における効果
- 表 2-3-1 日本における貯水池土砂管理
- 表 2-3-2 黒部川の排砂に関連するダム諸元
- 表 2-3-3 黒部川の宇奈月ダム下流域の河床中央粒径
- 表 2-3-4 黒部川の 2004 年までの連携排砂と通砂時の水と土砂収支
- 表 2-3-5 黒部川連携排砂・通砂の継続時間
- 表 2-3-6 ダムから排出される土砂粒径
- 表 2-3-7 黒部川連携排砂の排砂量の計画値と実績値の比較

第3章

- 図 3-2-1 黒部川流域のモデル化
- 図 3-2-2 黒薙川流域のモデル化その分割
- 図 3-2-3 黒薙川流域の勾配
- 図 3-2-4 スキャナした黒薙流域の崩壊地等推移図
- 図 3-2-5 黒薙流域の各斜面における崩壊地の特定
- 図 3-3-1 アメダス観測点
- 図 3-3-2 2005 年黒部川連携排砂時の黒薙川の流出計算(観測値は H~Q 式値)
- 図 3-3-3 2005 年黒部川連携排砂時の黒薙川の流出計算(観測値は差し引き値)
- 図 3-3-4 2006 年黒部川連携排砂時の黒薙川の流出計算(観測値は H~Q 式値)
- 図 3-3-5 2006 年黒部川連携排砂時の黒薙川の流出計算(観測値は差し引き値)
- 図 3-4-1 2005 年黒部川連携排砂時の黒薙川の SS の計算
- 図 3-4-2 2006 年黒部川連携排砂時の黒薙川の SS の計算
- 図 3-5-1 2005 年の出し平ダム放流 SS 黒薙川流出 SS と宇奈月ダム流入 SS
- 図 3-5-2 2006 年の出し平ダム放流 SS 黒薙川流出 SS と宇奈月ダム流入 SS
- 表 3-1-1 降雨流出モデル
- 表 3-2-1 黒薙川流域の斜面と河道のデータ
- 表 3-3-1 河道流定数の計算結果
- 表 3-3-2 2005 年 6 月 27~6 月 30 日までの黒薙流域における有効降雨量
- 表 3-3-3 2006 年 6 月 30~7 月 2 日までの黒薙流域における有効降雨量

第4章

- 図 4-2-1 宇奈月ダム貯水池の河床勾配の計算
- 図 4-2-2 宇奈月ダム貯水池の平面図
- 図 4-2-3 宇奈月ダム貯水池の横断堆積
- 図 4-2-4 宇奈月ダム貯水池の横断堆積
- 図 4-2-5 宇奈月ダム貯水池の横断堆積
- 図 4-2-6 宇奈月ダム貯水池の横断堆積
- 図 4-2-7 宇奈月ダム貯水池の横断堆積
- 図 4-2-8 宇奈月ダム貯水池の横断堆積
- 図 4-2-9 宇奈月ダム貯水池の横断堆積
- 図 4-2-10 宇奈月ダム貯水池標高と貯水量の相関
- 図 4-2-11 宇奈月ダムのフラッシング排砂時の水位低下速度の変化
- 図 4-2-12 宇奈月ダム貯水池のモデル化
- 図 4-2-13 2001 年度連携排砂時の貯水位変化
- 図 4-2-14 2002 年度連携排砂時の貯水位変化
- 図 4-2-15 2003 年度連携排砂時の貯水位変化

- 図 4-2-16 2004 年度連携排砂時の貯水位変化
- 図 4-2-17 2005 年度連携排砂時の貯水位変化
- 図 4-2-18 L215m と $\text{tg } \theta$ の相関
- 図 4-2-19 連携排砂時の宇奈月ダム放流 SS のピーク値の変化
- 図 4-3-1 宇奈月ダム断面図
- 図 4-3-2 流入流量と流入 SS
- 図 4-3-3 流入 SS の粒度分布
- 図 4-3-4 CASE-6 : ピーク流入 60 分後 (貯水位 245.0m)
- 図 4-3-5 CASE-6 : ピーク流入 90 分後 (貯水位 245.0m)
- 図 4-3-6 CASE-6 : ピーク流入 120 分後 (貯水位 245.0m)
- 図 4-3-7 CASE-6 : ピーク流入 60 分後 (貯水位 240.0m)
- 図 4-3-8 CASE-6 : ピーク流入 90 分後 (貯水位 240.0m)
- 図 4-3-9 CASE-6 : ピーク流入 120 分後 (貯水位 240.0m)
- 図 4-3-10 CASE-6 : ピーク流入 60 分後 (貯水位 235.0m)
- 図 4-3-11 CASE-6 : ピーク流入 90 分後 (貯水位 235.0m)
- 図 4-3-12 CASE-6 : ピーク流入 120 分後 (貯水位 235.0m)
- 図 4-3-13 ピーク流入 1 時間後の流速と SS (245.0m)
- 図 4-3-14 ピーク流入 1 時間後の流速と SS (240.0m)
- 図 4-3-15 ピーク流入 1 時間後の流速と SS (235.0m)
- 図 4-3-16 流入 SS と放流 SS の比較 (CASE-6)
- 図 4-3-17 流入 SS / 放流 SS の粒径構成割合 (CASE-6)
- 図 4-3-18 貯水位 245.0m の各ケースの捕捉率の変化
- 図 4-3-19 貯水位変化による捕捉率の変化 (CASE-6)
- 図 4-3-20 代表粒径と全土砂の捕捉率の変化
- 図 4-3-21 CASE-6 : ピーク流入 60 分後 (貯水位 245.0m)
- 図 4-3-22 CASE-6 : ピーク流入 90 分後 (貯水位 245.0m)
- 図 4-3-23 CASE-6 : ピーク流入 120 分後 (貯水位 245.0m)
- 図 4-3-24 CASE-6 : ピーク流入 60 分後 (貯水位 240.0m)
- 図 4-3-25 CASE-6 : ピーク流入 90 分後 (貯水位 240.0m)
- 図 4-3-26 CASE-6 : ピーク流入 120 分後 (貯水位 240.0m)
- 図 4-3-27 CASE-6 : ピーク流入 60 分後 (貯水位 235.0m)
- 図 4-3-28 CASE-6 : ピーク流入 90 分後 (貯水位 235.0m)
- 図 4-3-29 CASE-6 : ピーク流入 120 分後 (貯水位 235.0m)
- 図 4-4-1 宇奈月ダム貯水池のモデル化
- 図 4-4-2 フラッシング排砂時の水位低下及び流入放流流量の変化
- 図 4-4-3 フラッシング排砂時の流入土砂変化
- 図 4-4-4 CASE-1 のフラッシング排砂の計算結果 (245m 貯水位)

- 図 4-4-5 CASE-6：フラッシング排砂の計算結果の比較（245m 貯水位）
- 図 4-4-6 CASE-6：フラッシング排砂の計算結果の比較（240m 貯水位）
- 図 4-4-7 CASE-6：フラッシング排砂の計算結果の比較（235m 貯水位）
- 図 4-5-1 出し平ダムと宇奈月ダムにおける連携排砂と通砂時の放流 SS ピーク値の比較
- 表 4-2-1 各年の宇奈月ダム貯水池のパラメータ
- 表 4-2-2 水位低下速度とその継続時間の関係
- 表 4-3-1 計算ケースの説明
- 表 4-3-2 各パラメータ
- 表 4-3-3 代表粒径
- 表 4-3-4 放流 SS のピーク値 (mg/l)
- 表 4-3-5 全 SS 及び 44 μ m 以下土砂の捕捉率
- 表 4-4-1 土砂輸送モデルパラメータ
- 表 4-4-2 初期水位と流入量
- 表 4-4-3 河床における代表粒径の割合 (%)

第 5 章

- 図 5-2-1 SMDP の測定原理
- 図 5-2-2 差圧センサー
- 図 5-2-3 計測システム模式図
- 図 5-2-4 水中設置式システム
- 図 5-2-5 水循環式システム
- 図 5-2-6 2004 年度黒部川出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂・通砂経過
- 図 5-2-7 黒部川流域と SMDP を設置した場所
- 図 5-2-8 宇奈月ダム直下の SS の計測結果
- 図 5-2-9 採水法と SMDP の計測結果の相関（宇奈月ダム直下）
- 図 5-2-10 愛本橋の SS の計測結果
- 図 5-2-11 採水法と SMDP の計測結果の相関（愛本橋）
- 図 5-2-12 下黒部橋の SS の計測結果
- 図 5-2-13 採水法と SMDP の計測結果の相関（下黒部橋）
- 図 5-2-14 採水場所ごとの粒度分析結果（宇奈月ダム直下）
- 図 5-2-15 採水場所ごとの粒度分析結果（下黒部橋）
- 図 5-3-1 2005 年度宇奈月ダムの排砂・通砂経過および細粒土砂流出に関する計測結果
- 図 5-3-2 洪水期 (6/28) の SS 粒度分布の変化
- 図 5-3-3 洪水期 (6/28) の流入 SS と放流 SS の変化
- 図 5-3-4 排砂期 (6/29) の粒度分布の変化
- 図 5-3-5 排砂期 (6/29) のダム貯水池の流入 SS と放流 SS
- 図 5-3-6 通砂期 (7/3-4) の粒度分布の変化

- 図 5-3-7 通砂期(7/3-4)のダム貯水池の流入 SS と放流 SS
- 図 5-3-8 洪水期(6/28)の SS の粒径別の割合
- 図 5-3-9 洪水期(6/28)の粒径別の SS
- 図 5-3-10 排砂期(6/29)の SS の粒径別の割合
- 図 5-3-11 排砂期(6/29)の粒径別の SS
- 図 5-3-12 通砂期(7/3-4)の SS の粒径別の割合
- 図 5-3-13 通砂期(7/3-4)の粒径別の SS
- 図 5-3-14 洪水期、排砂期と通砂期の SS と濁度の比較
- 図 5-3-15 各粒径階までの SS と濁度の相関
- 図 5-3-16 各粒径階までの SS と濁度の比率
- 図 5-4-1 ダム排砂に伴う魚類への生理的影響
- 図 5-4-2 黒部川下流の水質調査地点
- 図 5-4-3 2001 年黒部川連携排砂時の状況
- 図 5-4-4 2004 年黒部川連携排砂・通砂時の状況
- 図 5-4-5 連携排砂中の SS 濃度の経年変化
- 図 5-4-6 宇奈月ダム下流の SS 濃度～継続時間
- 図 5-4-7 既往のダム排砂時の SS 濃度基準
- 図 5-4-8 自然河川における SS 濃度～継続時間の観測例
- 図 5-4-9 粒度分布を考慮した SS-SI 評価
- 図 5-4-10 FSS 濃度 ($75\mu\text{m}$) ～継続時間の関係
- 図 5-4-11 FSS 濃度 ($30\mu\text{m}$) ～継続時間の関係
- 図 5-4-12 FSS 濃度 ($10\mu\text{m}$) ～継続時間の関係
- 図 5-4-13 各粒径階までの SS と濁度の比率
- 写真 5-2-1 水中設置式システム
- 写真 5-2-2 水循環式システム
- 表 5-1-1 ダム排砂に関する環境影響
- 表 5-2-1 微細粒土砂濃度計測法の分類
- 表 5-2-2 SMDP のパラメータ
- 表 5-2-3 各計測地点のピーク値の比較
- 表 5-3-1 2005 年黒部川連携排砂および連携通砂の経過
- 表 5-3-2 計測方法
- 表 5-3-3 各期間の粒径別浮遊土砂量の割合

第 6 章